



# **ANALISIS DEBIT ALIRAN PADA SUNGAI ALLUVIAL**

**TESIS**

**Disusun Dalam Rangka Memenuhi Salah Satu Persyaratan  
Program Magister Teknik Sipil**

**Oleh :**

**Nuryanto  
L4A 098032**

**PROGRAM PASCA SARJANA  
UNIVERSITAS DIPONEGORO  
SEMARANG**

**2002**



## ANALISIS DEBIT ALIRAN PADA SUNGAI ALLUVIAL

Disusun Oleh


Nuryanto  
NIM: L4A 098032

Dipertahankan di depan Tim Penguji pada tanggal :  
31 Desember 2002


Tesis ini telah diterima sebagai salah satu persyaratan untuk  
memperoleh gelar Magister Teknik Sipil

Tim Penguji :

Ketua : Dr. Maryono Bony, Dipl. WRD, M.Eng

.....

Sekretaris : Ir. Sriyana, MS

.....  
Semarang , 31 Desember 2002  
Magister Teknik Sipil PPs  
Universitas Diponegoro

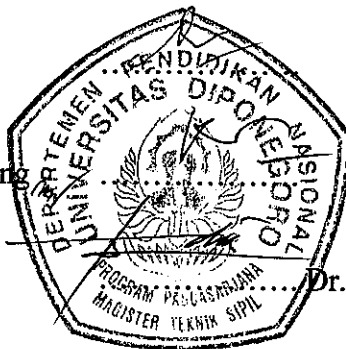
Ketua,


Anggota :

1. Dr. Ir. Suripin, M.Eng 

2. Dr. Ir. Robert J Kodoatie, M. Eng

3. Ir. Syafrudin, CES, MT



..... Dr. Ir. Suripin, M.Eng

## ABSTRAKSI

Dalam pengembangan sungai alluvial sebagai sumber daya air, debit aliran merupakan salah satu elemen yang harus dikaji. Metode untuk menghitung debit aliran ( $Q$ ) dapat digunakan rumus umum yaitu perkalian antara kecepatan aliran rata-rata ( $V$ ) dengan luas penampang basah aliran ( $A$ ) (Chow, 1959). Perkiraan untuk perhitungan kecepatan aliran rata-rata dapat dihitung dengan persamaan distribusi kecepatan logaritmik (Kaulegan, 1938) maupun persamaan aliran seragam (Chow, 1959). Beberapa nilai kekasaran ( $k_s$ ) yang ditetapkan oleh para peneliti sehubungan dengan persamaan distribusi kecepatan logaritmik diantaranya : Strickler (1923) menetapkan nilai  $k_s = 0,387d_{50}$ ; Bray (1982) menetapkan nilai  $k_s = 6,8d_{50}$  dan Hick (1990) menetapkan nilai  $k_s = 2d_{50}$ . Sedangkan dalam persamaan aliran seragam dikenal beberapa koefisien Manning ( $n$ ) sehubungan dengan material pembentuk dasar sungai ( $d_{50}$ ) yang telah ditetapkan oleh para peneliti diantaranya : Strickler (1923) menetapkan nilai  $n = 0,0151 d_{50}^{1/6}$ ; Garde dan Raju (1978) menetapkan nilai  $n = 0,039 d_{50}^{1/6}$ ; Subramanya (1982) menetapkan nilai  $n = 0,047 d_{50}^{1/6}$  dan Julien (1995) menetapkan nilai  $n = 0,0618 d_{50}^{1/6}$ . Perhitungan debit aliran dari kedua persamaan tersebut menghasilkan debit hitungan yang berbeda, hal ini dikarenakan tiap-tiap persamaan mempunyai nilai kekasaran ( $k_s$ ) maupun koefisien Manning ( $n$ ) yang berbeda-beda. Dengan demikian dalam perhitungan debit aliran diperlukan nilai  $k_s$  maupun nilai  $n$  yang tepat untuk dapat menghasilkan debit hitungan yang tepat.

Penelitian ini menggunakan data berjumlah 990 set data dari beberapa negara di dunia dan 65 set data dari Jawa Tengah. Berdasarkan data tersebut debit aliran dihitung dengan persamaan distribusi kecepatan logaritmik maupun dengan persamaan aliran seragam. Untuk mengetahui ketepatan dari penggunaan persamaan-persamaan tersebut dapat digunakan mean of discrepancy ratio ( $R_d$ ) yaitu nilai perbandingan antara debit hasil perhitungan dengan debit data yang ada di lapangan (Bechteller & Vetter, 1989; Wu, 1999; Nakato, 1990). Selain menganalisa debit aliran dengan formula yang telah ada, dalam penelitian ini juga menganalisa debit aliran dengan pendekatan statistik. Beberapa parameter statistik dapat untuk menguji keabsahan dari formula empiris yang ditentukan (Yang et al., 1996). Parameter statistik ini antara lain *mean of discrepancy ratio*  $R_d$  (Bechteller & Vetter, 1989; Wu, 1999; Nakato, 1990), koefisien korelasi (*correlation coefficient*)  $C_c$  (Hydrau-Tech, Inc., 1998).

Hasil perhitungan debit aliran dari persamaan distribusi kecepatan logaritmik dengan mengambil beberapa nilai  $k_s$  dari Strickler, Hick dan Bray dapat disimpulkan bahwa perhitungan debit aliran dari persamaan distribusi kecepatan logaritmik yang paling cocok (mendekati data di lapangan) bila menggunakan nilai  $k_s$  dari Strickler, hal ini ditandai dengan nilai mean of discrepancy ratio  $R_d = 0,8942$ . Sedangkan hasil perhitungan debit aliran dari persamaan Manning dengan mengambil beberapa nilai  $n$  dari Strickler, Julien, Garde & Raju dan Subramanya dapat disimpulkan bahwa perhitungan debit aliran dari Rumus Manning yang paling cocok (mendekati data di lapangan) bila menggunakan nilai  $n$  dari Garde dan Raju, hal ini ditandai dengan nilai mean of discrepancy ratio  $R_d = 0,8185$ .

Besarnya koefisien korelasi antara debit aliran ( $Q$ ), lebar sungai ( $W$ ), tinggi aliran ( $h$ ), butiran material dasar sungai ( $d_{50}$ ) dan kemiringan dasar sungai ( $S_o$ ) yang didapat dari analisa regresi menunjukkan bahwa perubahan debit aliran dipengaruhi oleh perubahan lebar sungai, kedalaman aliran, diameter material dasar dan kemiringan dasar sungai, sehingga  $Q = f\{W, h, d_{50}, S_o\}$ . Dengan mengoptimalkan koefisien dari masing-masing variabel bebas ini

diperoleh suatu rumusan pendekatan untuk menganalisis debit aliran sungai alluvial yaitu :  $Q = 13,1633 W^{0,9947} h^{1,4272} d_{50}^{-0,1560} S_o^{0,3776}$ . Dari pendekatan ini diperoleh nilai discrepancy ratio ( $R_d$ ) = 1,03 dan correlation coefficient ( $C_c$ ) = 0,99. Hasil validasi menggunakan data grup II berjumlah 490 set data-data sungai di dunia dan 65 set data-data sungai di Jawa Tengah menunjukkan bahwa rumus pendekatan diatas cocok diterapkan untuk menganalisis debit aliran pada sungai alluvial. Hal ini ditandai dengan besarnya nilai correlation coefficient ( $C_c$ )=0,9939 dan nilai discrepancy ratio ( $R_d$ ) = 1,015 untuk data grup II berjumlah 490 set data-data sungai di dunia serta besarnya nilai correlation coefficient ( $C_c$ ) = 0,9966 dan nilai discrepancy ratio ( $R_d$ ) = 1,037 untuk data grup II berjumlah 65 set data-data sungai di Jawa Tengah-Indonesia.

## ABSTRACTION

In the development of alluvial river as water resources development, discharge constitutes one of the element that must be discussed. The method to calculate the discharge (Q) can be used by general formula namely multiplication between the mean velocity (V) with water area (A) (Chow, 1959). The mean velocity can be calculated by the distribution equation of logarithm velocity (Kaulegan, 1938) and uniform flow equation (Chow, 1959). Some roughness value ( $k_s$ ) decided by researchers which related to the distribution equation of logarithm velocity such as Strickler (1923) decided that  $k_s$  value =  $0.387d_{50}$ ; Bray (1982) was  $k_s$  value =  $6.8d_{50}$  and Hick (1990) was  $k_s$  value =  $2d_{50}$ . Meanwhile, in uniform flow equation there are some coefficient of Manning (n) which related to diameter formed of the bed material of 50 percent the material by weight is smaller ( $d_{50}$ ) that has been decided by researchers such as : Stickler (1923) decided for n value =  $0.0151 d_{50}^{1/6}$ ; *Garde dan Raju* (1978) for n value =  $0.039 d_{50}^{1/6}$ ; *Subramanya* (1982) for n value =  $0.047 d_{50}^{1/6}$  and Julien (1995) for n value =  $0.0618 d_{50}^{1/6}$ . The Calculation of discharge from that two equation produces the different discharge. These due to each equation has different roughness value ( $k_s$ ) or it has different Manning (n) coefficient. Hereby in the calculation of discharge is needed the exact  $k_s$  value or n value which its can produce the exact calculation.

In this research have been used 990 set data from some countries in the world ( ie. United State : Chippewa rivers, Japan : Hii rivers) and 65 set data from Central Java-Indonesia. Based on these data, the discharge were calculated by the distribution equation of logarithm velocity or uniform flow equation. To know of the exactness by using of those equations, we can use mean of discrepancy ratio ( $R_d$ ) which namely the value of equivalency between computed and the mesured discharge in the field (Bechteller & Vetter, 1989; Wu, 1999; Nakato, 1990). Besides analyzing discharge with the availability formula, in this research, the discharge was also analyzed by the statistic approach. Some statistic parameter can be used to test the validity of the empiric formula which has been decided (Yang et al., 1996). The statistic parameter are mean of discrepancy ratio  $R_d$  (Bechteller & Vetter, 1989; Wu, 1999; Nakato, 1990), and correlation coefficient  $C_c$  (Hydrau-Tech, Inc, 1998).

The calculation results of discharge from the distribution equation of logarithm velocity, by using the value of  $k_s$  which be taken from Strickler, Hick and Bray and can be concluded that discharge calculation from the distribution equation of logarithm velocity is the most appropriate if it uses the  $k_s$  value from Strickler. And this was notice by the value of mean of discrepancy ratio  $R_d = 0.8942$ . Meanwhile, the calculation resulted of discharge from Manning equation with using of some n value from Strickler, Julien, Garde and Raju and Subramanya, it can be concluded if it use the n value from Garde and Raju that the most appropriate of discharge calculation is Manning formula, and this is shown by value of mean discrepancy ratio of  $R_d = 0.8185$ .

The amount of coefficient correlation between discharge (Q), top width (W), depth of flow (h), diameter of the bed material that 50 percent the material by weight is smaller ( $d_{50}$ ) and bed slope ( $S_o$ ) that were taken from regression analysis and shows that the changing of discharge be influenced by changing of top width of the river, flow depth, diameter of the bed material and bed slope so that  $Q = f \{W, h, d_{50}, S_o\}$ . By the optimatation of the coefficient form each these free variables, then it have resulted of the approach formula which can be used to analyze discharge of alluvial river and namely  $Q = 13.1633 \cdot W^{0.9947} h^{1.4272} d_{50}^{-0.1500} S_o^{0.3776}$ . From this approach method, the resulted of value of discrepancy ratio ( $R_d$ ) = 1.03 and

correlation coefficient ( $C_e$ ) = 0.99. The validation resulted by using the group data II from 490 data set of river in the world and 65 data set of rivers in Central Java shows that the formula of this approach is appropriated to analysis the discharge in the alluvial river. This was noticed by results the amount value of correlation coefficient ( $C_e$ ) = 0.9939 and value of discrepancy ratio ( $R_d$ ) = 1.015 for 490 set data of group II of rivers in the world and the results value of correlation coefficient ( $C_e$ ) = 0.9966 and discrepancy value ( $R_d$ ) = 1.037 for 65 data set of group II of rivers in Central Java-Indonesia.

## KATA PENGANTAR

Kami panjatkan puji syukur kepada Tuhan Yang Maha Kuasa, atas berkat rahmat dan kasihnya kami dapat menyelesaikan tesis ini dengan baik.

Tesis ini merupakan persyaratan yang harus ditempuh oleh setiap mahasiswa Pascasarjana Universitas Diponegoro Program Magister Teknik Sipil pada konsentrasi Pengelolaan Sumber Daya Air untuk mencapai jenjang pendidikan tingkat strata dua (S2).

Dalam pembuatan tesis ini kami selalu berusaha sebaik-baiknya, namun karena keterbatasan pengetahuan dan waktu maka kami menyadari dalam penyajiannya akan jauh dari pada sempurna, untuk itu segala kritik serta saran yang positif sangatlah kami harapkan demi sempurnanya tesis ini.

Akhirnya tak lupa kami ucapkan terima kasih sebanyak-banyaknya kepada yang terhormat :

1. Dr. Ir. Suripin, M.Eng selaku Ketua Program Magister Teknik Sipil dan sekaligus sebagai tim pembahas yang telah memberikan saran dan masukan guna menambah lebih sempurnanya tesis ini.
2. Dr. Maryono Bony, Dipl. WRD, M. Eng sebagai dosen pembimbing utama yang telah memberikan arahan dan bimbingan sehingga tesis ini dapat terselesaikan dengan baik.
3. Ir. Sriyana, MS sebagai dosen pembimbing pendamping yang selalu memberikan arahan dan masukan hingga tesis ini terselesaikan.
4. Dr. Ir. Robert J Kodoatie, M. Eng sebagai dosen pembahas yang telah memberikan saran dan masukan guna menambah lebih sempurnanya tesis ini.

5. Ir. Syafrudin, CES, MT selaku dosen pembahas yang telah memberikan saran dan masukan guna menambah lebih sempurnanya tesis ini.
6. Para dosen dan staf pengajaran di lingkungan Magister Teknik Sipil UNDIP.
7. Teman-teman mahasiswa.

Selanjutnya harapan kami semoga tesis ini dapat bermanfaat bagi kepentingan pendidikan di lingkungan Teknik Sipil Universitas Diponegoro Semarang.

Semarang, 31 Desember 2002

Penyusun



Nuryanto  
L4A 098032



## DAFTAR ISI

Halaman judul.....	i
Lembar pengesahan.....	ii
Abstraksi.....	iii
Kata pengantar.....	vii
Daftar isi.....	ix
Notasi.....	xi
Daftar tabel.....	xiii
Daftar gambar.....	xiv
Daftar lampiran.....	xv
 <b>BAB I PENDAHULUAN</b>	
1.1 Latar belakang.....	1
1.2 Perumusan masalah.....	3
1.3 Tujuan.....	4
1.4 Kontribusi penelitian.....	4
 <b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b>	
2.1 Pembagian aliran.....	5
2.2 Keadaan aliran.....	6
2.3 Perlawanan terhadap aliran.....	9
2.4 Distribusi kecepatan dalam aliran turbulen.....	10
2.4.1 Tegangan geser pada batas.....	10
2.2.4 Tegangan geser teori panjang campur.....	12
2.4.3 Persamaan Prandtl-Von Karman.....	14
2.4.4 Batas kasar dan halus.....	17
2.5 Persamaan Chezy.....	19
2.6 Hubungan Persamaan Manning dengan Persamaan tahanan logaritmis.....	23
2.7 Hubungan Persamaan Strickler dengan material pembentuk dasar saluran.....	25
2.8 Debit Aliran.....	27
 <b>BAB III METODE PENELITIAN</b>	
3.1 Pengumpulan data.....	28
3.1.1 Sumber data dari beberapa negara di dunia.....	28
3.2.2 Sumber data sungai di Indonesia.....	29
3.2 Analisis Debit aliran dengan formula yang ada.....	30
3.2.1 Distribusi kecepatan logaritmik.....	30
3.2.2 Perhitungan Persamaan Chezy.....	32
3.3 Analisis debit aliran dengan pendekatan statistik.....	34
3.3.1 Pemisahan data.....	34
3.3.2 Analisis hubungan antar parameter.....	34
3.3.3 Pendekatan Statistik.....	35

#### **BAB IV HASIL ANALISIS DAN PEMBAHASAN**

4.1	Analisis debit aliran dengan formula yang ada.....	38
4.1.1	Hasil perhitungan debit dari persamaan distribusi kecepatan logaritmik.....	38
4.1.2	Hasil perhitungan debit dari persamaan Manning.....	43
4.2	Hasil analisis debit aliran dengan pendekatan statistik.....	50
4.2.1	Hasil analisis hubungan antar parameter.....	50
4.2.2	Hasil analisis dengan pendekatan statistik.....	53
4.2.3	Validasi.....	58

#### **BAB V KESIMPULAN DAN SARAN**

5.1	Kesimpulan.....	62
5.2	Saran.....	64

DAFTAR PUSTAKA.....	65
---------------------	----

## Daftar tabel

No	Judul	Halaman
2.2	Nilai $n$ yang diusulkan <i>Manning</i> .....	21
4.1	Besarnya koefisien korelasi antar parameter.....	50

## Daftar gambar

No	Judul	Halaman
1.1	Potongan melintang sungai.....	1
2.1	Gaya-gaya pada prisma awal dari cairan.....	11
2.2	Teori panjang campur.....	12
2.3	Faktor koreksi untuk pengaruh kekentalan.....	17
2.4	Sketsa kondisi batas pada dasar aliran.....	19
2.5	Perbandingan persamaan logaritmis dan tahanan Manning.....	24
3.1	Flow chart Analisis Debit Aliran Dengan Pendekatan Statistik.....	37
4.1	Perbandingan debit hasil hitungan menggunakan nilai $k_s$ dari Strickler $k_s=0.387 d_{50}$ dengan debit data.....	39
4.2	Nilai mean of discrepancy ratio $R_d$ dari hasil hitungan debit menggunakan nilai $k_s$ dari Strickler $k_s = 0.387 d_{50}$ .....	39
4.3	Perbandingan debit hasil hitungan menggunakan nilai $k_s$ dari Hick $k_s = 2,0 d_{50}$ dengan debit data.....	40
4.4	Nilai mean of discrepancy ratio $R_d$ dari hasil hitungan debit menggunakan nilai $k_s$ dari Hick $k_s = 2,0 d_{50}$ .....	41
4.5	Perbandingan debit hasil hitungan menggunakan nilai $k_s$ dari Bray $k_s = 6,8 d_{50}$ dengan debit data.....	42
4.6	Nilai mean of discrepancy ratio $R_d$ dari hasil hitungan debit menggunakan nilai $k_s$ dari Bray $k_s = 2 d_{50}$ .....	42
4.7	Perbandingan debit hasil hitungan menggunakan persamaan Manning dengan koefisien $n$ dari Strickler , $n=0.0151 d_{50}^{1/6}$ dengan debit data.....	44
4.8	Nilai mean of discrepancy ratio $R_d$ dari hasil hitungan menggunakan persamaan Manning dengan koefisien $n$ dari Strickler , $n=0.0151 d_{50}^{1/6}$ .....	44
4.9	Perbandingan debit hasil hitungan menggunakan persamaan Manning dengan koefisien $n$ dari Julien , $n=0.062 d_{50}^{1/6}$ dengan debit data.....	45
4.10	Nilai mean of discrepancy ratio $R_d$ dari hasil hitungan menggunakan persamaan Manning dengan koefisien $n$ dari Julien , $n=0.062 d_{50}^{1/6}$ .....	46

No	Judul	Halaman
4.11	Perbandingan debit hasil hitungan menggunakan persamaan Manning dengan koefisien n dari Garde dan Raju, $n=0.039d_{50}^{1/6}$ dengan debit data.....	47
4.12	Nilai $R_d$ dari hasil hitungan menggunakan persamaan Manning dengan koefisien n dari Garde dan Raju, $n=0.039d_{50}^{1/6}$ .....	47
4.13	Perbandingan debit hitungan menggunakan persamaan Manning dengan koefisien n dari Subramanya, $n=0.047d_{50}^{1/6}$ dengan debit data.....	48
4.14	Nilai $R_d$ dari hasil hitungan menggunakan persamaan Manning dengan koefisien n dari Subramanya, $n=0.047d_{50}^{1/6}$ .....	49
4.15	Grafik hub. debit aliran dengan lebar sungai.....	51
4.16	Grafik hub. debit aliran dengan tinggi aliran.....	51
4.17	Grafik hub. debit aliran dengan diameter material dasar.....	52
4.18	Grafik hub. debit aliran dengan kemiringan dasar sungai.....	52
4.19	Hubungan antara debit hitungan dengan debit data (konstanta =1).....	54
4.20	Hubungan antara debit hitungan dengan debit data dengan konstanta $a = 2.1300$ ; $b = 0,9947$ ; $c = 1,4272$ ; $d = -0,1500$ ; $e = 0,3776$ .....	56
4.21	Hubungan antara debit hitungan dengan debit data dengan konstanta $a = 13.1633$ ; $b = 0,9947$ ; $c = 1,4272$ ; $d = -0,1500$ ; $e = 0,3776$ .....	58
4.22	Perhitungan debit aliran menggunakan data grup II data berjumlah 490 set data-data sungai di dunia.....	59
4.23	Perhitungan debit aliran menggunakan data grup II data berjumlah 65set data sungai di Jawa Tengah.....	60

## Daftar Lampiran

Lampiran A Data grup I terdiri dari 500 set data dari sungai-sungai di dunia.....	67
Lampiran B.1 Data grup II dengan 490 set data dari sungai-sungai di dunia.....	77
Lampiran B.2 Data grup II dengan 65 set data dari sungai-sungai di Jawa Tengah.....	87

## BAB I PENDAHULUAN

### 1.1. Latar Belakang

Sungai Alluvial didefinisikan sebagai sungai yang mengangkut air dan juga sedimen (Raju, 1981). Dari beberapa sumber daya air sungai alluvial ini merupakan salah satu sumber daya air yang potensial untuk dikembangkan bagi berbagai keperluan. Pengembangan ini dimaksudkan untuk memanfaatkan sungai sebagai sumber daya air secara optimal. Dalam pengembangan sungai sebagai sumber daya air, debit aliran merupakan salah satu elemen yang harus dikaji.

Metode untuk menghitung debit aliran dapat digunakan rumus secara umum yaitu (Chow, 1959) :

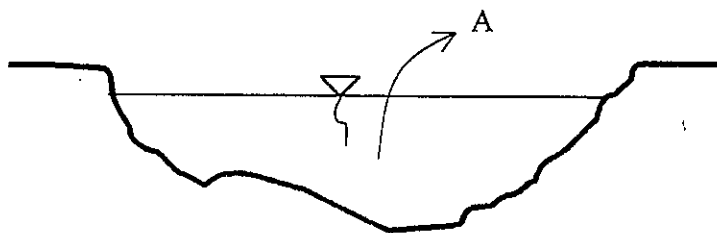
$$Q = V \times A \quad (1.1)$$

dimana

$Q$  = Debit aliran ( $m^3/dt$ )

$V$  = Kecepatan rata-rata ( $m/dt$ )

$A$  = Luas penampang basah sungai ( $m^2$ )



Gambar 1.1 Potongan melintang sungai

Perkiraan untuk perhitungan kecepatan rata-rata aliran turbulen dapat dihitung dengan rumus aliran seragam (*uniform flow formula*) yang dinyatakan dalam bentuk rumus (Chow, 1959) :

$$V = C R^x S_o^y \quad (1.2)$$

dimana

$V$  = Kecepatan rata-rata (m/dt)

$R$  = Jari-jari hidrolis (m)

$S_o$  = Kemiringan dasar sungai

$x, y$  = eksponensial

Untuk keperluan praktis aliran dalam saluran dapat dianggap seragam dalam keadaan normal yaitu bila tidak terjadi banjir atau aliran berubah yang terlihat jelas akibat dari ketidakaturan saluran (*Chow, 1959*). Dalam keadaan banjir konfigurasi gelombang banjir akan timbul dan bergerak pada ruas sungai, sehingga aliran bersifat tak tunak. Dalam penerapan rumus aliran seragam untuk saluran alam dapat dipahami bahwa hasil yang didapat sangat kasar karena keadaan aliran lebih banyak tergantung pada faktor-faktor yang tak diketahui secara tepat dibanding dengan saluran buatan.

Ada beberapa rumus praktis mengenai aliran seragam yang telah dipublikasikan, rumus yang banyak dipakai adalah rumus *Manning*, rumus *Chezy*, rumus *Strickler* maupun rumus *Ganguiller-Kutter*. Kesulitan dalam pemakaian rumus-rumus tersebut di atas adalah menentukan koefisien kekasaran  $n$ , sebab tidak ada cara tertentu untuk pemilihan nilai koefisien kekasaran  $n$  (*Chow, 1959*). Menentukan nilai  $n$  berarti memperkirakan hambatan aliran pada saluran tertentu, sehingga setiap orang akan menghasilkan nilai hambatan aliran yang berbeda-beda.

Material pembentuk dasar sungai yang ditandai dengan ukuran dan bentuk butiran akan menimbulkan efek hambatan terhadap aliran (*Chow, 1959*). Efek hambatan ini dapat diartikan



sebagai koefisien kekasaran dari material pembentuk sungai. Hubungan antara nilai hambatan *Manning* dengan kekasaran dapat juga sebagai fungsi dari dimensi material yang membentuk saluran (*Raju, 1978*). Persamaan yang menyatakan hubungan nilai hambatan *Manning* dengan kekasaran dikemukakan oleh *Strickler (1967)*, *Handerson (1966)*, *Raudkidvi (1976)*, *Garde dan Raju (1978)* dan *Subramanya (1982)*. Hasil perhitungan debit aliran dengan menggunakan persamaan-persamaan *Strickler*, *Handerson*, *Raudkidvi*, *Garde* dan *Subramanya* akan berbeda, hal ini dikarenakan tiap-tiap persamaan tersebut di atas mempunyai nilai kekasaran permukaan yang berbeda-beda.

Dari uraian seperti di atas dapat dianalisa debit aliran pada sungai alluvial dengan persamaan-persamaan menurut para ahli di atas yang mempunyai angka tetapan berbeda-beda serta cara analisisnya dengan pendekatan statistik sehubungan dengan parameter-parameter yang berpengaruh.

## 1.2. Perumusan Masalah

Data lapangan yang bisa didapat atau diukur biasanya meliputi : debit aliran ( $Q$ ), lebar sungai ( $W$ ), kedalaman aliran ( $h$ ), diameter butiran dasar sungai ( $d_{50}$ ) dan kemiringan muka air ( $S_w$ ). Dari data ini ditarik suatu formula debit aliran sebagai variabel tidak diketahui yang dipengaruhi oleh variabel yang diketahui yaitu : lebar sungai, tinggi aliran, diameter butiran dasar sungai dan kemiringan dasar sungai.

## 1.3. Tujuan

Tujuan penelitian ini adalah menganalisis debit aliran pada sungai alluvial. Analisis ini meliputi analisis yang menggunakan formula debit aliran yang telah ada maupun analisis secara

pendekatan statistik. Dalam hal ini data yang digunakan adalah data beberapa sungai alluvial baik data sungai yang ada di Indonesia terutama di Jawa Tengah maupun data sungai di luar negeri. Data sungai ini meliputi data debit ( $Q$ ), lebar sungai ( $W$ ), kedalaman aliran ( $h$ ), diameter material dasar sungai ( $d_{50}$ ) dan kemiringan muka air ( $S_w$ ).

#### **1.4. Kontribusi Penelitian**

Penelitian ini diharapkan dapat memberikan informasi mengenai metode perhitungan debit aliran pada sungai alluvial khusus untuk keadaan normal (tidak banjir) yang dapat digunakan untuk menganalisa debit aliran sungai alluvial.

## BAB II TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1. Pembagian Aliran

Secara hidraulis aliran di saluran terbuka dapat dibagi menjadi beberapa macam yang mana pembagian ini berhubungan dengan perubahan kecepatan yang tergantung pada waktu dan ruang.

Jika waktu yang dipergunakan sebagai ukuran maka aliran dapat digolongkan menjadi aliran tunak (*steady flow*) dan aliran tak tunak (*unsteady flow*).

Jika ruang yang dijadikan sebagai ukuran maka aliran dapat digolongkan menjadi aliran seragam (*uniform flow*) dan aliran tak seragam (*ununiform flow*). Aliran tak seragam ini dibagi lagi menjadi aliran tak seragam berubah mendadak dan aliran seragam berubah lambat laun.

Aliran disebut *aliran tunak* jika kedalaman, kecepatan dan debit aliran pada setiap tempat tidak bergantung pada waktu atau secara matematis dapat dinyatakan dengan  $dh/dt = 0$ ,  $dV/dt = 0$ ,  $dQ/dt = 0$ . Dimana  $dh$  menyatakan perubahan kedalaman aliran,  $dV$  menyatakan perubahan kecepatan aliran dan  $dQ$  menyatakan perubahan debit aliran pada setiap tempat yang bergantung pada waktu  $dt$ .

Aliran disebut *aliran tak tunak* jika kedalaman, kecepatan dan debit aliran pada setiap tempat bergantung pada waktu, secara matematis dapat dinyatakan dengan dengan  $dh/dt \neq 0$ ,  $dV/dt \neq 0$ ,  $dQ/dt \neq 0$ .

Aliran disebut *seragam* apabila tidak ada perubahan kecepatan baik besaran maupun arahnya di setiap penampang melintang saluran. Keadaan ini akan terpenuhi jika ukuran dan bentuk penampang melintang saluran di setiap tempat adalah sama dan tidak berubah. Oleh karena itu aliran seragam jarang terjadi pada saluran tanah alluvial, karena butiran-butiran tanah alluvial tersebut bergerak sehingga bentuk dasar dari saluran akan berubah yang akan merubah

pula sifat daripada alirannya. Secara matematik aliran seragam dapat dinyatakan dengan  $\partial V/\partial x = 0$  dan  $\partial V/\partial n = 0$

Dimana  $\partial x$  adalah jarak yang ditempuh oleh partikel cairan dengan kecepatan  $V$ ,  $\partial V$  adalah perubahan kecepatan sepanjang jarak  $\partial x$  dan  $\partial n$  adalah normal dari aliran.

Aliran disebut **aliran tak seragam** jika kecepatan disetiap penampang melintang saluran tergantung pada waktu dan arah sehingga secara matematik dapat dinyatakan dengan  $\partial V/\partial x \neq 0$  dan  $\partial V/\partial n \neq 0$ .

Seperti telah dijelaskan sebelumnya aliran tak seragam ini masih dibagi lagi menjadi aliran tak seragam berubah mendadak dan aliran tak seragam berubah lambat laun.

Aliran disebut aliran tak seragam berubah mendadak jika perubahan kecepatan terjadi sekonyong-konyong pada jarak yang pendek seperti halnya pada terjunan. Sedangkan aliran tak seragam berubah lambat laun jika perubahan kecepatan terjadi perlahan-lahan pada jarak yang cukup panjang, biasanya terjadi pada saluran yang mempunyai kemiringan dasar saluran yang kecil.

Aliran seragam dan aliran tak seragam dapat merupakan aliran tunak dan aliran tak tunak yang tergantung dari perubahan kecepatan sehubungan dengan waktu.

## 2.2. Keadaan Aliran

Keadaan aliran di saluran terbuka dipengaruhi oleh kekentalan dan gaya berat yang berhubungan dengan gaya inersia dari aliran.

Berdasarkan pengaruh kekentalan terhadap inersia, aliran dapat merupakan aliran laminar, turbulen dan aliran peralihan. Ketiganya dikuasai oleh bilangan *Reynolds* yang merupakan fungsi daripada kecepatan ( $V$ ), jari-jari hidraulik ( $R$ ) dan kekentalan kinematik ( $\nu$ )

Aliran dikatakan *laminer* apabila tahanan antara lapisan-lapisan zat cair lebih besar jika dibandingkan dengan gaya inersia, sehingga kekentalan lebih menentukan sifat aliran. Pada keadaan ini garis arus tampak lurus karena butir-butir air bergerak secara teratur menurut garis arus.

Aliran disebut *turbulent* apabila tahanan antara lapisan-lapisan zat cair sangat lemah dibandingkan dengan gaya inersia. Pada keadaan ini garis arus tampak bergelombang karena butir-butir air bergerak secara tidak teratur.

Antara aliran laminer dan turbulent terdapat keadaan yang disebut keadaan peralihan.

Aliran di saluran terbuka adalah laminer apabila harga bilangan *Reynolds* kecil ( $<500$ ), turbulent jika harga bilangan *Reynolds* besar ( $>2000$ ) (*Keith Richards, 1982*).

*Bilangan Reynold :*

$$R_e = \frac{VR}{\nu} \quad (2.1)$$

dimana

$R_e$  = bilangan *Reynold*

$V$  = kecepatan aliran ( m / dt )

$R$  = jari jari hidrolis (m )

$\nu$  = kekentalan kinematis (  $m^2 / dt$  )

Berdasarkan gaya berat terhadap inersia, aliran dapat merupakan aliran subkritis, kritis dan superkritis. Ketiganya dikuasai oleh bilangan *Froude* yang merupakan fungsi daripada kecepatan ( $V$ ) dan kedalaman aliran ( $h$ ).

*Bilangan Froude:*

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad (2.2)$$

dimana

$F_r$  = bilangan *Foude*

$V$  = kecepatan aliran rata-rata ( m / dt )

$g$  = percepatan gravitasi ( m/dt<sup>2</sup> )

$h$  = kedalaman aliran (m )

Aliran dikatakan *subkritis* apabila gaya berat lebih besar dari pada gaya inersia, sehingga air akan mengalir dengan kecepatan rendah. Pada aliran subkritis  $V < \sqrt{gh}$  dan  $Fr < 1$  (Richards, 1982).

Dalam mekanisme gelombang  $\sqrt{gh}$  dapat disamakan dengan kecepatan perambatan gelombang dangkal.

Jika  $V < \sqrt{gh}$  maka kecepatan perambatan gelombang akan lebih besar dari pada kecepatan rata-rata aliran, sehingga gelombang dapat bergerak ke arah hulu.

Aliran adalah superkritis apabila gaya berat sangat lemah bila dibanding dengan gaya inersia, sehingga air akan mengalir dengan kecepatan tinggi.

Pada aliran superkritis  $V > \sqrt{gh}$  dan  $Fr > 1$  (Richards, 1982).

Jika  $V > \sqrt{gh}$  maka kecepatan perambatan gelombang akan lebih kecil dari pada kecepatan rata-rata aliran, sehingga gelombang hanya bergerak ke arah hilir.

Antara keadaan subkritis dan superkritis terdapat keadaan kritis.

Pada aliran kritis  $V = \sqrt{gh}$  dan  $Fr = 1$

Jika  $V = \sqrt{gh}$  maka kecepatan perambatan gelombang sama dengan kecepatan rata-rata aliran, sehingga tidak ada pergerakan gelombang.

Kedalaman air pada keadaan kritis disebut kedalaman kritis.

### 2.3 Perlawanan terhadap Aliran

Variabel yang mempengaruhi perlawanan terhadap aliran pada sungai alluvial sangat kompleks, hal ini disebabkan oleh banyaknya variabel yang saling tergantung satu sama lain dan interaksi antar variabel tidak diketahui secara baik (Simons & Senturk, 1992). Variabel-variabel utama yang menjelaskan perlawanan terhadap aliran pada sungai alluvial ditulis dalam persamaan umum sebagai berikut (Richardson dkk., 1990; Simons & Senturk, 1992) :

$$\phi(V, h, S_f, \rho, \mu, g, d_s, \sigma, \rho_s, S_p, S_R, S_c, f_s, C_T, C_s, \omega, \tau_c) = 0 \quad (2.3)$$

dimana

$V$  = Kecepatan (m/dt)

$h$  = kedalaman air (m)

$S_f$  = kemiringan energi

$\rho$  = kerapatan air (kg/m<sup>3</sup>)

$\mu$  = kekentalan dinamis air (kgdt/m<sup>2</sup>)

$g$  = gravitasi (m/dt<sup>2</sup>)

$\rho_s$  = kerapatan sedimen (kg/m<sup>3</sup>)

$d_s$  = diameter material dasar saluran (mm)

$\sigma$  = standar deviasi dari distribusi  $d_s$

$S_p$  = faktor bentuk partikel

$S_R$  = faktor bentuk dari saluran memanjang

$S_c$  = faktor bentuk dari saluran melintang

$f_s$  = gaya resapan pada dasar dan tebing saluran (kg)

$C_T$  = konsentrasi material dasar saluran (C<sub>ppm</sub>)

$C_s$  = konsentrasi material halus (C<sub>ppm</sub>)

$\omega$  = kecepatan jatuh partikel (m/dt)

$\tau_c$  = gaya geser kritis (kg/m<sup>2</sup>)

Karena banyaknya variabel di atas dan juga sulitnya variabel yang mana untuk dapat dipertimbangkan karena interaksi dari variabel-variabel diatas maka persamaan (2.3) dapat disederhanakan dalam bentuk tak berdimensi dengan transformasi sebagai berikut (Simons & Senturk, 1992):

$$\frac{V}{v_*} = \phi \left( R_e, \frac{d_s}{h}, \frac{1}{R_{ew}}, \frac{\tau}{\gamma_s d_s} \right) \quad (2.4)$$

dimana

$V/v_*$  = suatu ukuran perlawanan

$R_e$  = bilangan Reynold

$d_s/h$  = kekasaran relatif

$1/R_{ew}$  = bilangan Reynold dari partikel

$\tau/\gamma_s d_s$  = bilangan Froud yang berhubungan dengan partikel

## 2.4 Distribusi kecepatan dalam aliran turbulen

### 3.4.1 Tegangan geser pada batas

*Bramhs* pada tahun 1754 menyatakan bahwa dalam aliran seragam komponen efektif dari gaya berat mengakibatkan aliran akan sama dengan jumlah gaya penahan. Dalam aliran ini bisa dianggap garis energi, muka air dan dasar saluran saling sejajar yaitu  $S_f = S_w = S_o = S$  (Chow, 1959), sehingga didapat  $\rho g A L \sin \theta = \rho g A L S_o$ , dengan  $\rho$  adalah masa jenis air,  $g$  adalah percepatan gravitasi,  $A$  adalah luas basah,  $\theta$  adalah sudut kemiringan dasar sungai dan  $S_o$  adalah kemiringan dasar sungai, sedangkan gaya penahan sama dengan hasil perkalian tegangan geser  $\tau_0$  luas bidang kontak aliran yaitu keliling basah dengan panjang bagian saluran yang lurus (PL).

Jumlah gaya penahan aliran sama dengan  $\tau_0$  PL, maka :

$$\tau_0 PL = \rho g A L S_o$$

$$\tau_0 = \rho g (A/P) S_o$$

Apabila jari-jari hidrolis  $R = A/P$  maka tegangan geser pada batas dirumuskan :

$$\tau_0 = \rho g R S_o \quad (2.5)$$



dimana

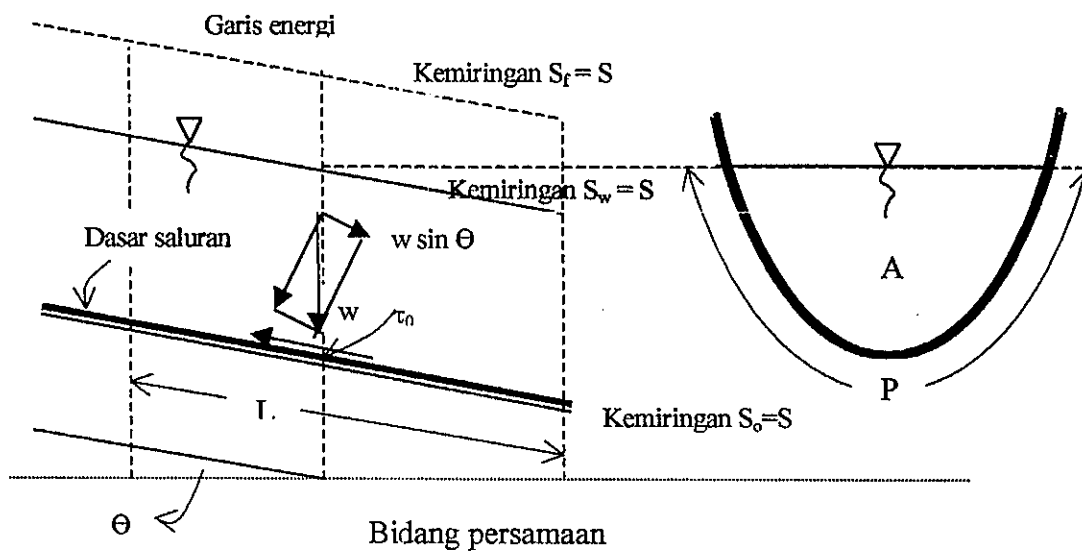
$\tau_0$  = tegangan geser ( $\text{N/m}^2$ )

$\rho$  = massa jenis air ( $\text{kg/m}^3$ )

$g$  = percepatan grafitasi ( $\text{m}^2/\text{dt}$ )

$R$  = jari-jari hidrolis (m)

$S_o$  = kemiringan dasar saluran



Gambar 2.1. Gaya-gaya pada prisma awal dari cairan (Raju, 1981)

Kecepatan geser  $u_*$  dirumuskan sebagai berikut :

$$v_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \quad (2.6)$$

dimana

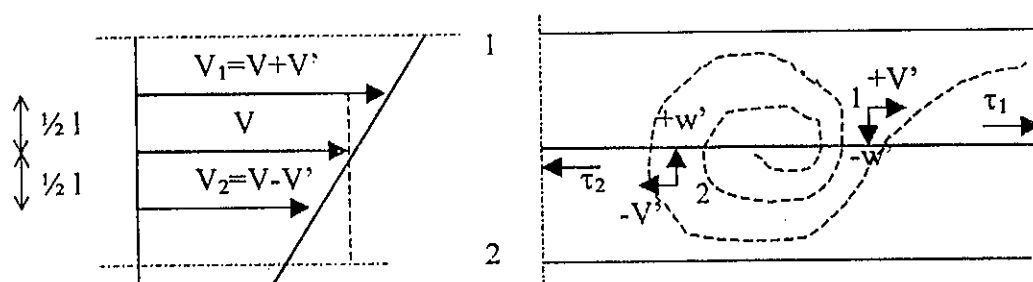
$v_*$  = kecepatan geser ( $\text{m/dt}$ )

$\tau_0$  = tegangan geser ( $\text{N/m}^2$ )

$\rho$  = massa jenis air ( $\text{kg/m}^3$ )

### Tegangan geser teori panjang campur (*mixing length theory*)

Prandtl (1875-1953) memperkenalkan konsep panjang campur yang menyatakan bahwa parcel fluida bergerak dalam rentang  $l$  sebelum momentumnya dipindahkan. Dalam aliran turbulen sebagian fluida bergerak dari satu lapisan ke lapisan yang lain karena gerakan *eddy* (Boussinesq, 1877). Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2 Teori panjang campur

Kecepatan rata-rata waktu dari aliran pada lapisan satu lebih besar dari lapisan dua. parcel fluida satu pada lapisan satu memiliki momentum yang lebih besar dari parcel fluida dua pada lapisan dua. Jika parcel fluida satu mencapai lapisan dua maka akan meningkatkan kecepatan parcel fluida di lapisan dua karena adanya pemindahan momentum. Sebaliknya parcel fluida dua pada lapisan dua memiliki momentum yang lebih rendah yang akan menurunkan kecepatan parcel fluida di lapisan satu apabila parcel fluida dua mencapai lapisan satu.

Aksi parcel fluida satu dapat dipandang sebagai aksi dari tegangan geser  $\tau_1$  yang bekerja pada lapisan dua yang mencoba mempercepat gerakan aliran di lapisan dua. Sebaliknya aksi dari tegangan geser  $\tau_2$  yang memperlambat gerakan aliran di lapisan satu. Pada gambar 2.2 tampak bahwa  $+V_1$  bekerja secara bersama-sama dengan  $-w_1$  dan  $-V_1$  bekerja secara bersama-sama dengan  $+w_1$ , sehingga :

$$v' = l \left| \frac{dV}{dh} \right| \quad \text{dan} \quad w' = l \left| \frac{dV}{dh} \right|$$

Jika diketahui bahwa  $\tau = \rho \bar{V}' \bar{w}'$  maka tegangan geser menjadi :

$$\tau = \rho l^2 \left( \frac{dV}{dh} \right)^2 \quad (2.7)$$

dimana

$\tau$  = tegangan geser ( $N/m^2$ ) pada suatu titik dimana garis kemiringan kecepatan adalah  $dV/dy$

$\rho$  = massa jenis air ( $kg/m^3$ )

$l$  = panjang campur Prandtl (m)

$h$  = kedalaman aliran (m)

$V$  = kecepatan aliran (m/dt)

Menurut Von Karman besarnya panjang campur Prandtl ( $l$ ) adalah sebanding dengan jarak  $h$  dari batas, yaitu :

$$l = kh$$

sehingga persamaan (2.7) menjadi :

$$\tau = \rho k^2 h^2 \left( \frac{dV}{dh} \right)^2 \quad (2.8)$$

dimana

$\tau$  = tegangan geser ( $N/m^2$ ) pada suatu titik dimana garis kemiringan kecepatan adalah  $dv/dy$

$\rho$  = massa jenis air ( $kg/m^3$ )

$k$  = konstanta Von Karman

$h$  = kedalaman aliran (m)

$V$  = kecepatan aliran (m/dt)

Tegangan geser yang dekat dengan batas dianggap sama dengan yang ada pada batas (Raju, 1981) yaitu :

$$\tau_o = \rho k^2 h^2 \left( \frac{dV}{dh} \right)^2 \quad (2.9)$$

dimana

$\tau_o$  = tegangan geser pada batas (N/m<sup>2</sup>)

#### 2.4.3 Persamaan Prandtl-Von Karman (persamaan distribusi kecepatan logaritmik)

Persamaan Prandtl-Von Karman didapatkan dengan menggabungkan persamaan (2.6) dan persamaan (2.9) didapat :

$$\begin{aligned} v_*^2 \rho &= \rho k h^2 \left( \frac{dV}{dh} \right)^2 \\ v_* &= k h \left( \frac{dV}{dh} \right) \\ \frac{dV}{dh} &= \frac{v_*}{kh} \end{aligned} \quad (2.10)$$

Dengan menintegalkan persamaan (2.10) didapat :

$$\begin{aligned} dV &= \frac{v_*}{kh} dh \\ V &= \int \frac{v_*}{k} \frac{1}{h} dh \\ V &= \frac{v_*}{k} \log_e h + c \\ \log_e &= 2.3 \log \\ V &= \frac{2,3 v_*}{k} \log h + c \\ \frac{V}{v_*} &= \frac{2,3}{k} \log h + c \end{aligned} \quad (2.11)$$

Nilai  $c$  dapat dievaluasi pada jarak  $h_o$ , sehingga didapat :

$$\frac{V}{v_*} = \frac{2,3}{k} \log \frac{h}{h_o} \quad (2.12)$$

Konstanta integrasi  $h_o$  mempunyai urutan besaran yang sama dengan tebal lapisan laminar  $\delta$  dan merupakan fungsi yang tergantung dari kondisi batas halus sampai kasar (French, 1987; Simon & Senturk, 1992). Persamaan (2.12) sering disebut persamaan Prandtl-Von Karman.

Pada kondisi halus maka :

$$h_o = \frac{m\nu}{v_*} \quad (2.13)$$

dimana

$m = 1/9$  (Chow, 1959; French, 1985)

$\nu$  = viskositas kinematis ( $m^2/dt$ )

$v_*$  = kecepatan geser ( $m/dt$ )

Dengan menggabungkan persamaan (2.12) dan persamaan (2.13) didapat :

$$\frac{V}{v_*} = \frac{2,3}{k} \log \frac{9h\nu_*}{\nu} \quad (2.14)$$

Pada kondisi kasar maka :

$$h_o = mk_s \quad (2.15)$$

dimana

$m = 1/30$  (French, 1985)

$k_s$  = kekasaran pada dasar saluran (mm)

Dengan menggabungkan persamaan (2.12) dan persamaan (2.15) didapat :

$$\frac{V}{v_*} = \frac{2,3}{k} \log \frac{9h\nu_*}{\nu}$$

$$\frac{V}{v_*} = \frac{2,3}{k} \log \frac{30h}{k_s} \quad (2.16)$$

Persamaan Prandtl-Von Karman persamaan (2.10)) dari hasil pengukuran dan perhitungan menunjukkan lebih cocok diterapkan untuk mendapatkan kecepatan rata-rata (Lalu Makrub, 1997). Dengan mengambil nilai  $k \cong 0,4$ , Keulegan (1938) dan Chow (1959) menyimpulkan persamaan Prandtl-Von Karman untuk mendapatkan kecepatan rata-rata pada batas halus dan batas kasar yang tergantung pada kekasaran butiran material dasar ( $k_s$ ) dan ketebalan lapisan laminar ( $\delta$ ) adalah sebagai berikut :

Untuk batas halus :

$$\frac{V}{v_*} = 5,75 \log \frac{Rv_*}{\nu} + 3,25 \quad (2.17)$$

dimana

$V$  = kecepatan aliran (m/dt)

$v_*$  = kecepatan geser (m/dt)

$R$  = jari-jari hidrolis (m)

$\nu$  = viskositas kinematis ( $m^2/dt$ )

Untuk batas kasar :

$$\frac{V}{v_*} = 5,75 \log \frac{R}{k_s} + 6,2 \quad (2.18)$$

dimana

$k_s$  = kekasaran pada dasar saluran (mm)

Einstein & Barbarossa (1976) menyimpulkan persamaan Prandtl-Von Karman untuk mendapatkan kecepatan rata-rata pada kondisi transisi sebagai berikut :

$$\frac{V}{v_*} = 5,75 \log \frac{12,2 R x}{k_s} \quad (2.19)$$

dimana

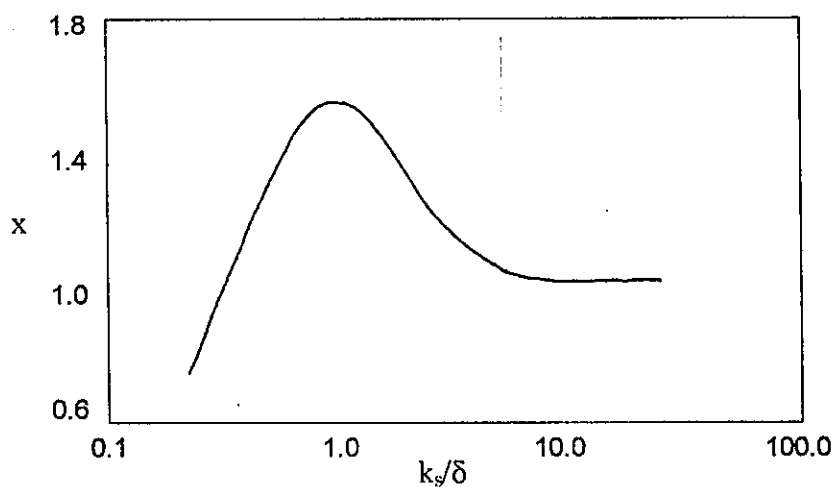
$V$  = kecepatan aliran (m/dt)

$v_*$  = kecepatan geser (m/dt)

$R$  = jari-jari hidrolis (m)

$k_s$  = kekasaran pada dasar saluran (mm)

$x = f(k_s/\delta)$  yang ditunjukkan dalam Gambar 2.2



Gambar 2.3 Faktor koreksi untuk pengaruh kekentalan (Einstein, 1976)

#### 2.4.4 Batas kasar dan halus

Kekasaran butiran material dasar saluran  $k_s$  disebut juga kekasaran butiran ekuivalen karena material pada dasar saluran terbentuk dari butiran-butiran material yang tidak seragam. Tidak ada kesepakatan umum mengenai ukuran material dasar. Dalam hal ini ukuran material dasar bervariasi antara  $d_{50}$  sampai dengan  $d_{90}$  telah digunakan oleh berbagai peneliti. Ukuran material dasar ini tidak akan terlalu sensitive terhadap perbedaan yang kecil dalam ukuran

material dasar, hal ini karena ukuran ini terjadi dalam pangkat satu per enam dalam persamaan Strickler sehingga  $d_{50}$  dapat dipakai sebagai ukuran butiran yang mewakili (Raju, 1981).

Beberapa nilai  $k_s$  yang banyak dipakai di lapangan. Chow (1959) mengusulkan nilai  $k_s$  antara 0,3 mm – 0,9 mm. Hick (1990) mengusulkan memakai nilai  $k_s = 2d_{50}$ . Kamphius (1974) merekomendasikan untuk sungai dengan material dasar sungai berupa pasir  $k_s = 2d_{90}$ . Untuk sungai dengan material dasar kerikil Bray (1982) mengusulkan  $k_s = 3,1d_{90}$ ,  $k_s = 3,5d_{84}$ ,  $k_s = 5,2d_{65}$ ,  $k_s = 6,8d_{50}$ . Julien (1995) merekomendasikan untuk sungai alam  $k_s = 3d_{90}$ . Einstein (1950) mengusulkan nilai  $k_s = d_{65}$ . Meyer-Peter dan Muler (1984) mengusulkan nilai  $k_s = d_{90}$ . Simon dan Richardson (1966) mengusulkan nilai  $k_s = d_{85}$ .

Pada dasar sungai atau saluran ada sebagian kecil aliran yang bersifat laminar dengan ketebalan sebesar  $\delta$ . Ketebalan lapisan laminar ini merupakan fungsi dari kekentalan fluida dan kecepatan geser atau dapat ditulis :

$$\delta = \frac{11,6\nu}{v_*} \quad (2.20)$$

dimana

$\delta$  = ketebalan lapisan laminar (mm)

$\nu$  = viskositas kinematis ( $m^2/dt$ )

$v_*$  = kecepatan geser ( $m/dt$ )

Pada saluran terbuka terdapat tiga kondisi batas yang tergantung pada ketinggian kekasaran butiran material pada dasar saluran  $k_s$  dan ketebalan lapisan laminar  $\delta$ . Permukaan dasar saluran digolongkan menjadi tiga kondisi batas secara hidrolis, yaitu :

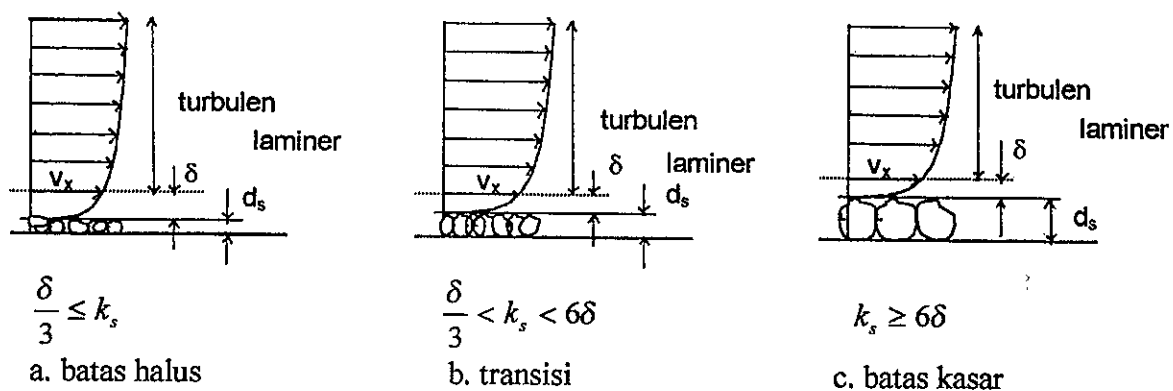


Batas halus	$\frac{\delta}{3} \leq k_s$	(2.21.a)
-------------	-----------------------------	----------

Transisi	$\frac{\delta}{3} < k_s < 6\delta$	(2.21.b)
----------	------------------------------------	----------

Batas kasar	$k_s \geq 6\delta$	(2.21.c)
-------------	--------------------	----------

Secara skematis tiga kondisi batas aliran dasar saluran digambarkan dibawah ini :



Gambar 2.4 Sketsa kondisi batas pada dasar aliran (Simons & Senturk, 1992; Julien, 1995)

Berdasarkan bilangan Reynolds tiga kondisi batas dapat ditulis (Rajaratnam, 1987; Julien, 1995) :

Batas halus	$Re < (3,5 - 4)$	(2.22.a)
-------------	------------------	----------

Transisi	$(3,5 - 4) < Re < 70$	(2.22.b)
----------	-----------------------	----------

Batas kasar	$Re > 70$	(2.22.c)
-------------	-----------	----------

## 2.5 Persamaan Chezy

Persamaan tahanan logaritmis yaitu persamaan (2.17), (2.18) dan persamaan (2.19) yang dibahas pada bagian yang sebelumnya adalah persamaan distribusi kecepatan yang berdasarkan pertimbangan teoritis. Persamaan Chezy merupakan salah satu bentuk persamaan kecepatan yang

berdasarkan pada hukum tenaga empiris. Persamaan ini dikemukakan oleh ilmuwan Prancis Antoine Chezy pada tahun 1769. Persamaan tersebut dapat diperoleh sebagai berikut.

Tenaga geser pada setiap penampang dalam aliran lapisan batas dapat diuraikan sebagai  $C_f V^2/2$ , dimana  $C_f$  dinamakan koefisien seretan setempat (*lokal drag coefficient*). Di bawah keadaan aliran seragam yang berkembang sepenuhnya, dengan jelas  $C_f$  adalah konstan sepanjang saluran. Oleh karena itu, kita dapat menulis Persamaan (2.5) sebagai :

$$\tau_o = C_f \rho V^2/2 = \rho g R S$$

atau

$$V = \sqrt{\frac{2g}{C_f}} \sqrt{RS}$$

Dengan menetapkan  $\sqrt{\frac{2g}{C_f}}$  sebagai koefisien  $C$  dari Chezy, Persamaan yang sebelumnya

berubah menjadi

$$V = C \sqrt{RS} \tag{2.23}$$

dimana

$V$  = kecepatan aliran (m/dt)

$C$  = koefisien Chezy

$R$  = jari-jari hidrolis (m)

$S$  = kemiringan dasar saluran

Salah satu ilmuwan yang telah menetapkan rumusan untuk menentukan koefisien *Chezy*  $C$  (tergantung pada bentuk tampang lintang, bahan dinding sungai dan kecepatan aliran) adalah *Robert Manning (1890)*.

Pada tahun 1890 seorang Insinyur dari Irlandia, *Robert Manning* mengemukakan sebuah rumus tahanan *Chezy*  $C$  sebagai berikut :

$$C = \frac{1.49}{n} R^{1/6} \quad (2.24)$$

dimana

$C$  = faktor *Chezy*

$R$  = jari-jari hidrolis (ft)

$n$  = koefisien kekasaran *Manning* yang nilainya pada tabel 2.2

Tabel 2.2. Nilai  $n$  yang ditetapkan *Manning*

No	Deskripsi saluran	Nilai $n$
1	Besi tuang dilapis	0,014
2	Kaca	0,010
3	Saluran beton	0,013
4	Bata dilapis mortar	0,015
5	Pasangan batu disemen	0,025
6	Saluran tanah bersih	0,022
7	Saluran tanah	0,030
8	Saluran dengan dasar batu dan tebing rumput	0,040
9	Saluran pada galian batu padas	0,040

Sumber : (Chow, 1959)

Dengan koefisien pada persamaan (2.24) disubstitusikan ke persamaan (2.23) maka rumus kecepatan aliran menjadi :

$$V = C\sqrt{RS_o}$$

$$V = \frac{1.49}{n} R^{1/6} \sqrt{RS_o}$$

$$V = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S_o^{1/2} \quad (2.25)$$

dimana

V = kecepatan aliran (ft/dt)

R = jari-jari hidrolik (ft)

n = koefisien kekasaran *Manning*

S<sub>o</sub> = Kemiringan dasar sungai

Dalam satuan SI rumus *Manning* dapat ditulis dalam *metrics system* yaitu:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S_o^{1/2} \quad (2.26)$$

dimana

V = kecepatan aliran (m/dt)

R = jari-jari hidrolik (m)

n = koefisien kekasaran *Manning*

S<sub>o</sub> = Kemiringan dasar sungai

Pangkat dari jari-jari hidrolik dari rumus *Manning* sesungguhnya tidak konstan, namun bervariasi menurut batasan yang utamanya tergantung dari bentuk saluran dan kekasaran (*Chow, 1959*).

## 2.6 Hubungan Persamaan Manning dengan Persamaan Tahanan Logaritmis

Keulegan (1938) dan Chow (1959) menyimpulkan persamaan Prandtl-Von Karman untuk mendapatkan kecepatan rata-rata pada batas kasar persamaan (2.18) sebagai berikut :

$$\frac{V}{v_*} = 5,75 \log \frac{R}{k_s} + 6,25$$

Hubungan antara kekasaran dasar saluran ( $k_s$ ) dengan angka kekasaran *Manning* ( $n$ ) diperoleh dengan menyamakan persamaan (2.28) dan persamaan kecepatan rata-rata persamaan (2.18) yaitu:

$$\left( \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \right) / v_* = \left[ 5,75 \log \frac{v_*}{k_s} + 6,25 \right], \text{ dengan } v_* = \sqrt{gRS_o} \text{ maka didapat :}$$

$$\frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \sqrt{gRS} \left[ 5,75 \log \frac{v_*}{k_s} + 6,25 \right]$$

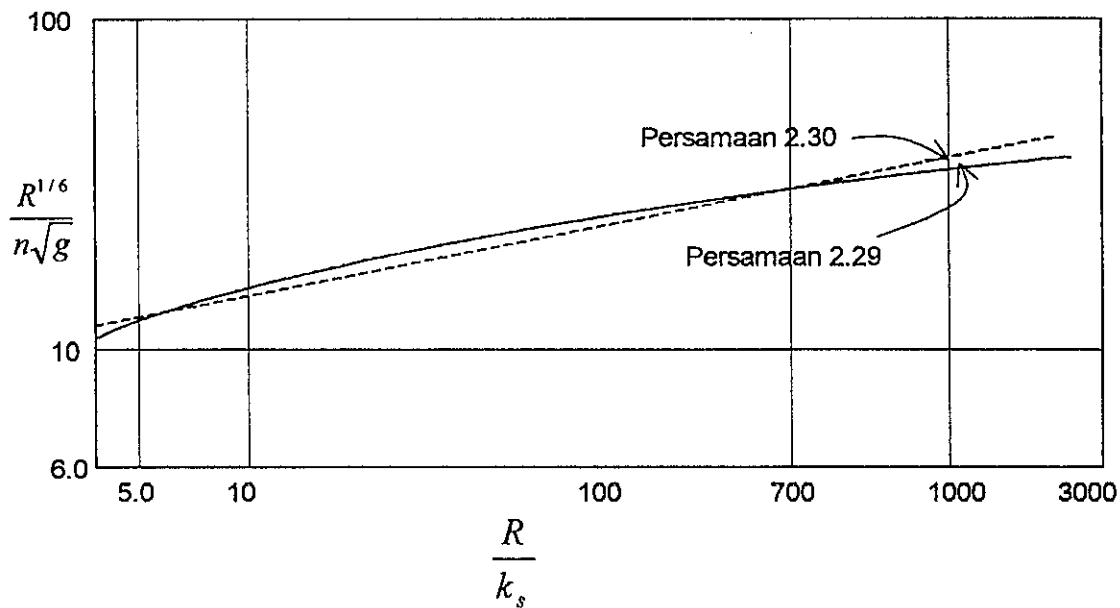
$$\frac{1}{n} \frac{R^{1/6}}{\sqrt{g}} \sqrt{gRS} = \sqrt{gRS} \left[ 5,75 \log \frac{v_*}{k_s} + 6,25 \right]$$

$$\text{atau } \frac{R^{1/6}}{n\sqrt{g}} = 5,75 \log \frac{v_*}{k_s} + 6,25 \quad (2.27)$$

Persamaan (2.27) diplotkan pada gambar 2.2 dan dapat dilihat bahwa hubungan antara

$\frac{R^{1/6}}{n\sqrt{g}}$  dan  $\frac{R}{k_s}$  dapat dirata-ratakan sebagai :

$$\frac{R^{1/6}}{n\sqrt{g}} = 8,16 \left( \frac{R}{k_s} \right)^{1/6} \text{ untuk } 5 < \frac{R}{k_s} < 700 \text{ sehingga :}$$



Gambar 2.5 Perbandingan persamaan logaritmis dan tahanan Manning (Ranga Raju, 1981)

$$n = \frac{k_s^{1/6}}{8.16\sqrt{g}} = \frac{k_s^{1/6}}{25.6} \quad (2.28)$$

dimana

$n$  = angka kekasaran *Manning*

$k_s$  = kekasaran pada dasar saluran (mm)

$g$  = percepatan gravitasi ( $\text{m}/\text{dt}^2$ )

Persamaan (2.30) sering dinamakan Persamaan *Strickler*.

## Hubungan persamaan *Strickler* dengan material pembentuk dasar saluran ( $d_s$ )

Kekasaran pada dasar saluran  $k_s$  dapat juga disebut sebagai kekasaran butiran material ekuivalen karena umumnya material pada dasar saluran tidak seragam (Kodoatie, 2002). Parameter  $k_s$  berbanding lurus dengan ukuran material dasar saluran  $d_s$ . Beberapa peneliti menetapkan hubungan antara kekasaran pada dasar saluran  $k_s$  dengan ukuran material dasar saluran  $d_s$  sehubungan dengan persamaan *Strickler*, diantaranya : Strickler (1923), Henderson (1966), Raudkivvi (1976), Garde dan Raju (1978), Subramanya (1982).

### a. *Strickler*

Dengan data dari sungai di Switzerland, Strickler (1923) menetapkan bahwa kekasaran pada dasar saluran  $k_s \cong 0,387 d_{50}$  sehingga diperoleh :

$$n = 0,0151 d_{50}^{1/6} \quad (2.29)$$

dimana

$n$  = angka kekasaran *Manning*

$d_{50}$  = diameter material dasar sungai dengan prosentase kelolosan 50% (mm)

### b. *Henderson*

*Henderson* (1966) menetapkan bahwa persamaaan *Strickler* adalah :

$$n = 0.034 d^{1/6} \quad (2.30)$$

dimana

$n$  : angka kekasaran *Manning*

d : diameter material dasar sungai (mm)

**c. Raudkidvi**

*Raudkidvi* (1976) menetapkan bahwa persamaan *Strickler* adalah :

$$n = 0.042 \ d_{65}^{1/6} \quad (2.31)$$

dimana

n : angka kekasaran *Manning*

$d_{65}$  : diameter material dasar sungai dengan prosentase kelolosan 65% (mm)

**d. Garde dan Raju**

*Garde dan Raju* (1978) dengan memakai dasar data sungai-sungai di Switzerland menyatakan bahwa persamaan *Strickler* adalah :

$$n = 0.039 \ d_{50}^{1/6} \quad (2.32)$$

dimana

n = angka kekasaran *Manning*

$d_{50}$  = diameter material dasar sungai dengan prosentase kelolosan 50% (mm)



#### d. *Subramanya*

*Subramanya* (1982) menyatakan bahwa angka kekasaran *Manning* adalah :

$$n = 0.047 d_{50}^{1/6} \quad (2.33)$$

dimana

$n$  = angka kekasaran *Manning*

$d_{50}$  = diameter material dasar sungai dengan prosentase kelolosan 50% (mm)

### 2.8 Debit aliran

Untuk mendapatkan debit rata-rata dalam hal saluran terbuka dapat dicari dengan mengintegrasikan  $dQ = V dA$  yaitu :

$$Q = \int_A V dA = VA \quad (2.34)$$

dimana

$Q$  = debit aliran ( $m^3/dt$ )

$V$  = kecepatan aliran rata-rata ( $m/dt$ )

$A$  = luas penampang basah aliran ( $m^2$ )

### BAB III METODE PENELITIAN

#### 3.1. Pengumpulan data

Data yang diperlukan untuk penelitian ini berjumlah 990 set data sekunder dari beberapa negara di dunia dan 65 set data sekunder dari Jawa Tengah (secara statistik data ini termasuk sampel besar). Data ini meliputi :

- ❑ Data debit aliran (Q) dalam satuan meter kubik per detik ( $m^3/dt$ )
- ❑ Data lebar sungai (W) yaitu lebar bagian atas muka air dari sungai dalam satu meter (m)
- ❑ Data kedalaman aliran (h) yaitu kedalaman aliran rata-rata dalam satuan meter (m)
- ❑ Data diameter material dasar sungai ( $d_{50}$ ) yaitu diameter material dasar sungai dengan prosentase kelolosan 50% (mm)
- ❑ Data kemiringan muka air ( $S_w$ ).

##### 3.1.1. Sumber data dari beberapa negara di dunia

Sumber data dari beberapa sungai dan saluran di dunia seperti sungai dan saluran di Amerika, India, Jepang, Pakistan, Portugal (Kodoatie, 1991).

Jumlah data 990 set data yang dikelompokkan berdasarkan negaranya dengan perincian data sebagai berikut :

##### 1. Sungai di Amerika Serikat (USA) terdiri dari :

Sungai Atchafalaya berjumlah 72 set data, Saluran di Amerika berjumlah 13 set data, Sungai Amazon & Orinoko berjumlah 114 set data, Sungai Black berjumlah 7 set data, Sungai Chippewa berjumlah 47 set data, Sungai Chulitna berjumlah 4 set data, Sungai Colorado berjumlah 131 set data, Sungai Middle Loup berjumlah 32 set data, Sungai

Mississippi berjumlah 164 set data, Sungai di Mountain Creek berjumlah 100 set data, Sungai Niobrara berjumlah 53 set data, Sungai North Fork Toutle berjumlah 10 set data dan Sungai Oak Creek berjumlah 17 set data.

2. Sungai di Jepang terdiri dari :

Sungai Hii berjumlah 23 set data.

3. Sungai di India terdiri dari :

Saluran India berjumlah 32 set data.

4. Sungai di Portugal terdiri dari :

Sungai Portugal berjumlah 219 set data.

5. Saluran di Pakistan terdiri dari :

Saluran di Pakistan berjumlah 184 set data.

### 3.1.2. Sumber data dari Indonesia

Data sungai di Indonesia diambilkan dari beberapa data sungai yang berada di Jawa Tengah yang berjumlah 65 set data meliputi sungai Bengawan Solo berjumlah 6 data, sungai Sulang berjumlah 2 data, sungai Serang berjumlah 3 data, sungai Serayu berjumlah 16 data, sungai Kebuyutan berjumlah 1 data, sungai Sambong berjumlah 2 data, sungai Blorong berjumlah 5 data, sungai Kuto berjumlah 4 data, sungai Babon berjumlah 1 data, sungai Genteng berjumlah 2 data, sungai Pemali berjumlah 2 data, sungai Progo berjumlah 14 data, sungai Gung berjumlah 1 data, sungai Sengkarang berjumlah 1 data, sungai Bodri berjumlah 5 data, sungai Garang berjumlah 1 data dan sungai Comal berjumlah 2 data.

Data ini disadur dari *Publikasi Data Debit Sungai Jawa Tengah tahun 1999* yang diterbitkan oleh Departemen Pekerjaan Umum Direktorat Jendral Pengairan.

### 3.2 Analisis Debit Aliran Dengan Formula Yang Ada

Debit aliran diperoleh dengan mengintegrasikan  $dQ = V dA$  yaitu :

$$Q = \int_A V dA = VA \text{ dengan satuan } m^3/dt, \text{ dimana } V \text{ adalah kecepatan aliran rata-rata}$$

(m/dt) dan A adalah luas penampang basah saluran ( $m^2$ ).. Kecepatan aliran rata-rata V pada dasarnya dapat dihitung dengan formula yang berdasarkan dengan kajian teoritis maupun berdasarkan pada hukum empiris. Formula yang berdasarkan dengan kajian teoritis adalah distribusi kecepatan logaritmik, sedang formula yang berdasarkan pada hukum tenaga empiris adalah persamaan Chezy.

#### 3.2.1 Distribusi kecepatan logaritmik

Untuk mendapatkan kecepatan rata-rata pada batas halus, transisi dan batas kasar adalah sebagai berikut :

- Untuk batas halus yaitu persamaan (2.17) :

$$\frac{V}{v_*} = 5,75 \log \frac{Rv_*}{\nu} + 3,25$$

- Untuk batas kasar yaitu persamaan (2.18) :

$$\frac{V}{v_*} = 5,75 \log \frac{R}{k_s} + 6,25$$

- Untuk batas transisi yaitu persamaan (2.19) :

$$\frac{V}{v_*} = 5,75 \log \frac{12,2Rx}{k_s}$$

Ketiga kondisi batas tersebut tergantung pada ketinggian kekasaran butiran material pada dasar saluran  $k_s$  dan ketebalan lapisan laminar  $\delta_*$ , yaitu persamaan (2.21) :

Batas halus	$\frac{\delta}{3} \leq k_s$
Transisi	$\frac{\delta}{3} < k_s < 6\delta$
Batas kasar	$k_s \geq 6\delta$

Ketinggian kekasaran butiran material pada dasar saluran  $k_s$  ini berbanding lurus dengan ukuran material dasar. Tidak ada kesepakatan umum mengenai ukuran material dasar (Ranga Raju, 1981). Dalam hal ini ukuran material dasar bervariasi antara  $d_{50}$  sampai dengan  $d_{90}$  telah digunakan oleh berbagai peneliti. Ukuran material dasar ini tidak akan terlalu sensitif terhadap perbedaan yang kecil dalam ukuran material dasar, hal ini karena ukuran ini terjadi dalam pangkat satu per enam dalam persamaan Strickler sehingga  $d_{50}$  dapat dipakai sebagai ukuran butiran yang mewakili (Ranga Raju, 1981).

Beberapa nilai  $k_s$  yang dipakai dalam penelitian ini diantaranya :

- Strickler (1923) memakai nilai  $k_s = 0,387d_{50}$ .
- Hick (1990) memakai nilai  $k_s = 2d_{50}$ .
- Bray (1982) memakai nilai  $k_s = 6,8d_{50}$ .

Setelah kecepatan aliran rata-rata dihitung dengan menggunakan ketiga nilai  $k_s$  diatas dan dengan memperhatikan ketiga kondisi batas halus, transisi dan batas kasar, maka debit aliran dihitung sesuai dengan persamaan (2.34). Perhitungan debit aliran menggunakan data dari beberapa sungai di dunia yang berjumlah 990 set data. Sedangkan data sungai di Jawa Tengah digunakan untuk validasi.

Parameter statistik dapat untuk menguji keabsahan dari formula empiris yang ditentukan. Parameter statistik ini antara lain *mean of discrepancy ratio*  $R_d$  (Bechteller & Vetter, 1989; Wu, 1999; Nakato, 1990)

Persamaan dari parameter  $R_d$  adalah :

$$R_d = \sum_{i=1}^n \frac{R_i}{N} \quad ; \quad R_i = \frac{X_i}{Y_i}$$

dimana

$R_d$  = *Discrepancy ratio*

$X_i$  = Debit hitungan ( $m^3/dt$ )

$X$  = Debit hitungan rata-rata ( $m^3/dt$ )

$Y_i$  = Debit data ( $m^3/dt$ )

$Y$  = Debit data rata-rata ( $m^3/dt$ )

$i$  = nomor urut data

$N$  = jumlah data

Apabila debit hitungan (*computed discharge*) sama dengan debit data (*measured discharge*) maka parameter dari analisa statistik akan menghasilkan  $R_d = 1$

### 3.2.2 Perhitungan Persamaan Chezy

Persamaan Chezy merupakan bentuk persamaan kecepatan yang berdasarkan pada hukum tenaga empiris. Bentuk umum persamaan Chezy adalah :

$$V = C\sqrt{RS}$$

dimana  $V$  adalah kecepatan aliran ( $m/dt$ ),  $C$  adalah koefisien Chezy,  $R$  adalah jari-jari hidrolis ( $m$ ) dan  $S_o$  adalah kemiringan dasar saluran

Beberapa peneliti yang telah menetapkan rumusan untuk menentukan koefisien *Chezy C*. Dalam penelitian ini dipakai koefisien *Chezy C* dari Manning, hal ini disebabkan karena

persamaan Manning lebih cocok dipakai untuk kondisi di lapangan (Hick, 1990). Robert Manning (1889) menetapkan bahwa koefisien *Chezy*  $C$  adalah :

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \text{ sehingga, dari persamaan (2.23) :}$$

$$V = \frac{R^{1/6}}{n} \sqrt{RS}$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

dimana  $V$  adalah kecepatan aliran (m/dt),  $n$  adalah koefisien Manning,  $R$  adalah jari-jari hidrolis (m) dan  $S_o$  adalah kemiringan dasar saluran. Hubungan antara persamaan Manning dengan Distribusi kecepatan logaritmik mendapatkan persamaan Strickler yaitu :

$$n = \frac{k_s^{1/6}}{25.6}$$

dimana  $n$  adalah koefisien Manning,  $k_s$  adalah kekasaran pada dasar saluran (mm).

Beberapa peneliti menetapkan hubungan antara kekasaran pada dasar saluran  $k_s$  dengan ukuran material dasar saluran  $d_s$  sehubungan dengan persamaan *Strickler* . Dalam hal ini yang digunakan dalam perhitungan kecepatan aliran rata-rata adalah :

- ⇒ Strickler (1923)                      nilai  $n = 0,0151d_{50}^{1/6}$
- ⇒ Julien (1995)                        nilai  $n = 0,0618d_{50}^{1/6}$
- ⇒ Garde dan Raju (1978)            nilai  $n = 0,039d_{50}^{1/6}$
- ⇒ Subramanya (1982)                nilai  $n = 0,047d_{50}^{1/6}$

Setelah kecepatan aliran rata-rata dihitung dengan menggunakan keempat nilai  $n$ , maka debit aliran dihitung sesuai dengan persamaan (2.34).

### 3.3 Analisis Debit Aliran Dengan Pendekatan Statistik

Selain menganalisa debit aliran dengan formula yang telah ada, dalam penelitian ini juga menganalisa debit aliran dengan pendekatan statistik.

#### 3.3.1 Pemisahan data

Pengumpulan data yang berjumlah 990 set data sekunder dari beberapa negara di dunia dan 65 set data sekunder dari Jawa Tengah dilakukan pemisahan data secara acak. Dari data tersebut dipisah menjadi dua bagian. Bagian pertama adalah grup I dengan 500 set data dari sungai-sungai di dunia (Lampiran A) dan bagian kedua adalah grup II dengan 490 set data dari sungai-sungai di dunia (Lampiran B.1) dan 65 set data dari sungai-sungai di Jawa Tengah (Lampiran B.2).

Data untuk keperluan analisa dengan pendekatan statistik pada penelitian ini adalah 500 set data (grup I) yang meliputi data : debit aliran ( $Q$ ), lebar sungai ( $W$ ), tinggi aliran ( $h$ ), diameter butiran material dasar sungai ( $d_{50}$ ) dan kemiringan dasar sungai ( $S_o$ ). Sedangkan untuk keperluan validasi adalah 490 set data dari sungai-sungai di dunia dan 65 set data dari sungai-sungai di Jawa Tengah (grup II) yang meliputi data : debit aliran ( $Q$ ), lebar sungai ( $W$ ), tinggi aliran ( $h$ ), diameter butiran material dasar sungai ( $d_{50}$ ) dan kemiringan dasar sungai ( $S_o$ ) yang disamakan dengan kemiringan muka air ( $S_w$ ).

#### 3.3.2 Analisis hubungan antar parameter.

Hubungan antara variabel yang satu dengan variabel yang lain dinyatakan dengan koefisien korelasi, dimana ada tidaknya hubungan antar parameter dapat dianalisa dengan



koefisien ini. Misalnya dua variabel akan dicari nilai koefisien korelasinya, maka besarnya koefisien ini adalah :

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - x)(y_i - y)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - x)^2 \sum_{i=1}^n (y_i - y)^2}} \quad (3.1)$$

dimana

C = koefisien korelasi

$y_i$  = variabel tidak bebas

$y$  = rata-rata variabel tidak bebas

$x_i$  = variabel bebas

$x$  = rata-rata variabel bebas

$i$  = nomor urut data

$N$  = jumlah data

Nilai koefisien korelasi berkisar antara -1 dan 1. Apabila nilai  $C_c$  sama dengan 1 maka hubungan antara kedua variabel sangat kuat dan positif, sedangkan jika nilai  $C_c$  sama dengan -1 maka hubungan antara kedua variabel sangat kuat dan negatif. Apabila nilai  $C_c$  sama dengan 0 maka kedua variabel tidak mempunyai hubungan.

### 3.3.3 Pendekatan Statistik

Beberapa parameter statistik dapat untuk menguji keabsahan dari formula empiris yang ditentukan (Yang *et al.*, 1996). Parameter statistik ini antara lain *mean of discrepancy ratio*  $R_d$

(Bechteller & Vetter, 1989; Wu, 1999; Nakato, 1990), koefisien korelasi (*correlation coefficient*)  $C_c$  (Hydrau-Tech, Inc., 1998).

Persamaan dari parameter  $R_d$  dan  $C_c$  adalah :

$$R_d = \sum_{i=1}^n \frac{R_i}{N} \quad ; \quad R_i = \frac{X_i}{Y_i} \quad (3.2)$$

$$C_c = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - X)(Y_i - Y)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (X_i - X)^2 \sum_{i=1}^n (Y_i - Y)^2}} \quad (3.3)$$

dimana

$R_d$  = discrepancy ratio

$C_c$  = correlation coefficient

$X_i$  = debit hitungan

$X$  = debit hitungan rata-rata

$Y_i$  = debit data

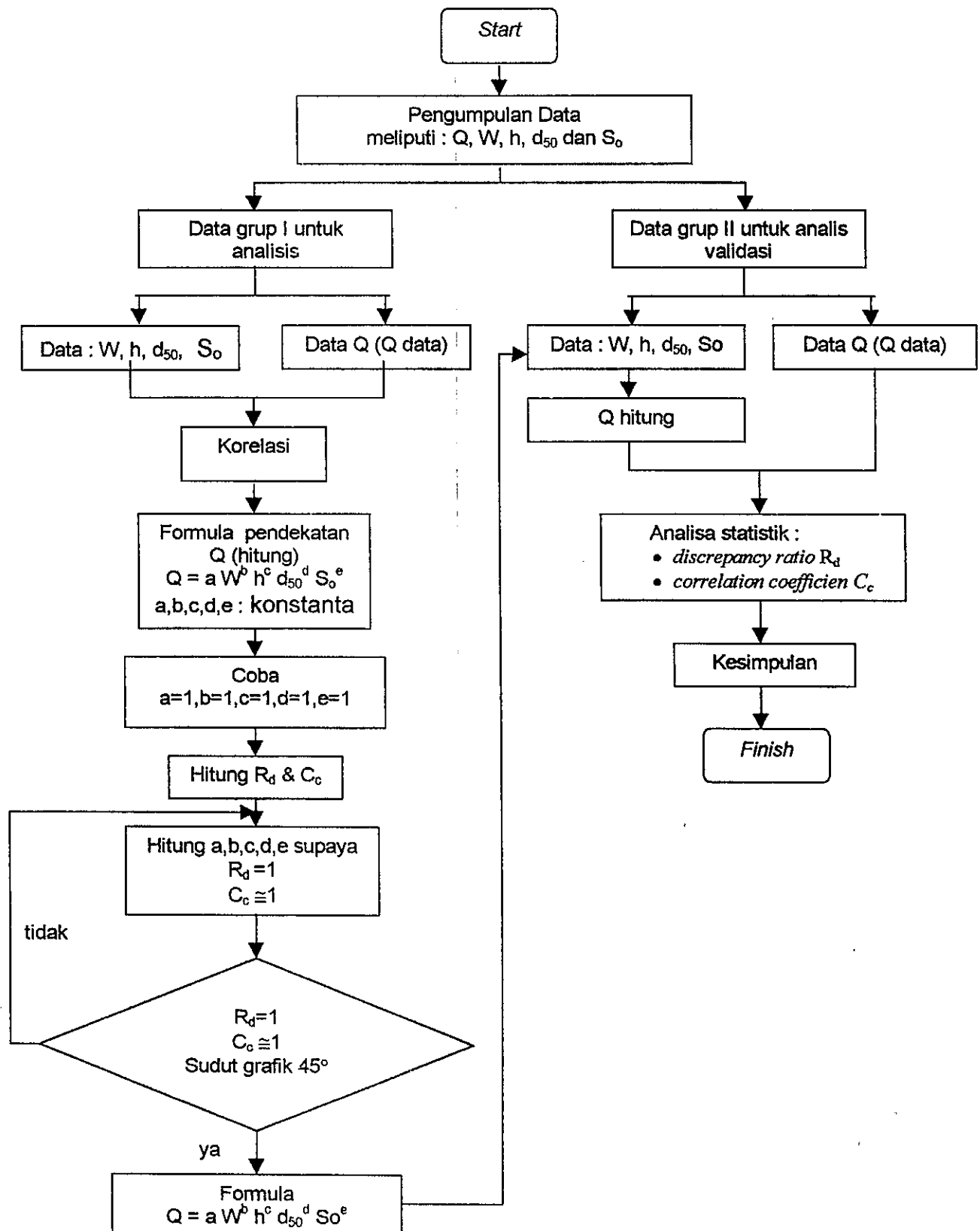
$Y$  = debit data rata-rata

$i$  = nomor urut data

$N$  = jumlah data

Apabila debit hitungan (*computed discharge*) sama dengan debit data (*measured discharge*) maka parameter dari analisa statistik akan menghasilkan  $R_d = 1$  dan  $C_c = 1$ . Akan tetapi tidaklah mungkin suatu formula menghasilkan suatu debit hitungan yang sama dengan debit data, sehingga analisa diusahakan sedapat mungkin menghasilkan  $R_d \approx 1$  dan  $C_c \approx 1$ .

Untuk lebih jelasnya Analisis Debit Aliran Dengan Pendekatan Statistik dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Flow chart Analisis Debit Aliran Dengan Pendekatan Statistik

## BAB. IV HASIL ANALISIS DAN PEMBAHASAN

### 4.1. Analisis Debit Aliran Dengan Formula Yang Ada

#### 4.1.1. Hasil Perhitungan Debit dari Persamaan Distribusi Kecepatan Logaritmik

Hasil perhitungan debit aliran dari persamaan distribusi kecepatan logaritmik yang menggunakan data beberapa sungai di dunia yang berjumlah 990 set data dan beberapa nilai  $k_s$  yang dipakai diantaranya : Strickler (1923); Hick (1990) dan Bray (1982) dijelaskan seperti berikut :

A. Perhitungan memakai nilai kekasaran dari Strickler (1923)  $k_s = 0,387d_{50}$

1. Dari Gambar 4.1. dapat dilihat bahwa :

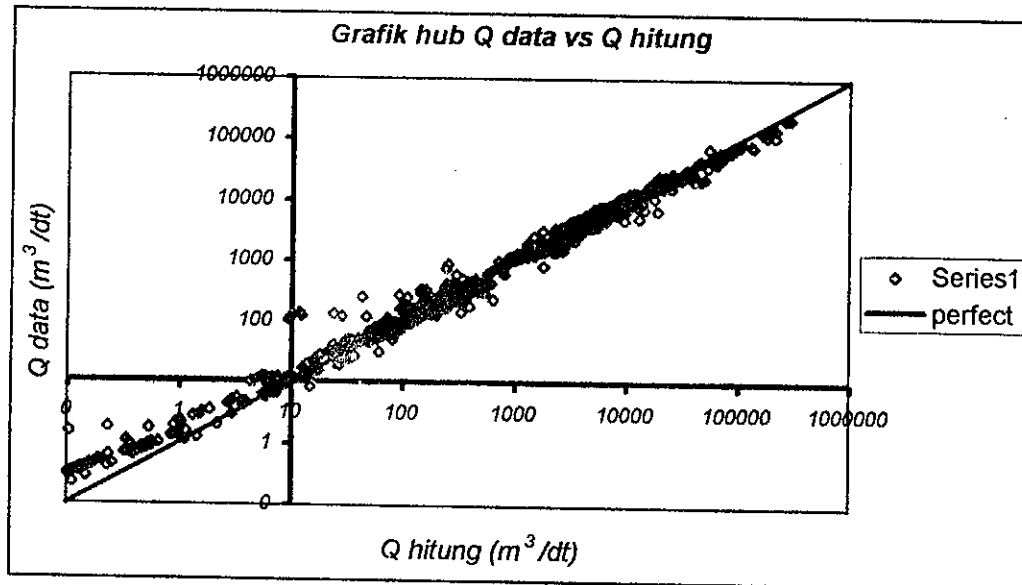
- ⇒ Hasil debit hitungan hampir semua mendekati debit data yang ada dilapangan.
- ⇒ Perhitungan debit aliran yang menghasilkan kurang dari  $4 \text{ m}^3/\text{dt}$  formula ini kurang cocok digunakan, hal ini ditandai dengan nilai  $R_d$  yang kecil (dari perhitungan  $R_d \cong 0,3$ )
- ⇒ Perhitungan debit aliran yang menghasilkan lebih dari  $30000 \text{ m}^3/\text{dt}$  formula ini kurang cocok digunakan, hal ini ditandai dengan nilai  $R_d$  yang besar (dari perhitungan  $R_d \cong 1,5$ )

2. Dari Gambar 4.2. dapat dilihat bahwa :

- ⇒ Nilai *mean of discrepancy ratio*  $R_{d \text{ mean}} = 0,8942$
- ⇒ Nilai  $R_d$  berkisar antara 0,75 s/d 1,25 pada  $1 \leq h/k_s \leq 100$

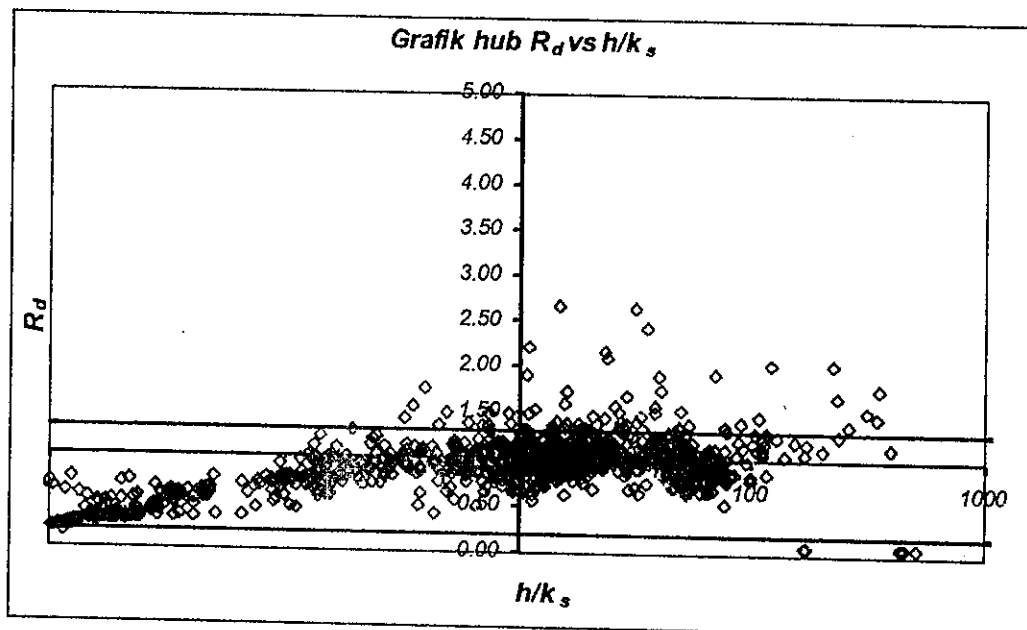
Debit hasil perhitungan memakai nilai kekasaran dari Strickler hampir semua mendekati debit data, sehingga nilai kekasaran dari Strickler cocok digunakan untuk

menghitung debit aliran dari persamaan distribusi kecepatan logaritmik, hal ini ditandai dengan nilai *mean of discrepancy ratio* yang mendekati satu yaitu  $R_{d\text{mean}} = 0,8942$ .



Gambar 4.1. Perbandingan debit hasil hitungan menggunakan nilai  $k_s$  dari Strickler  $k_s = 0,387 d_{50}$  dengan debit data

Nilai *mean of discrepancy ratio*  $R_d$  digambarkan pada Gambar 4.2.



Gambar 4.2. Nilai *mean of discrepancy ratio*  $R_d$  dari hasil hitungan debit menggunakan nilai  $k_s$  dari Strickler  $k_s = 0,387 d_{50}$

B. Perhitungan memakai nilai kekasaran dari Hick (1990)  $k_s = 2d_{50}$

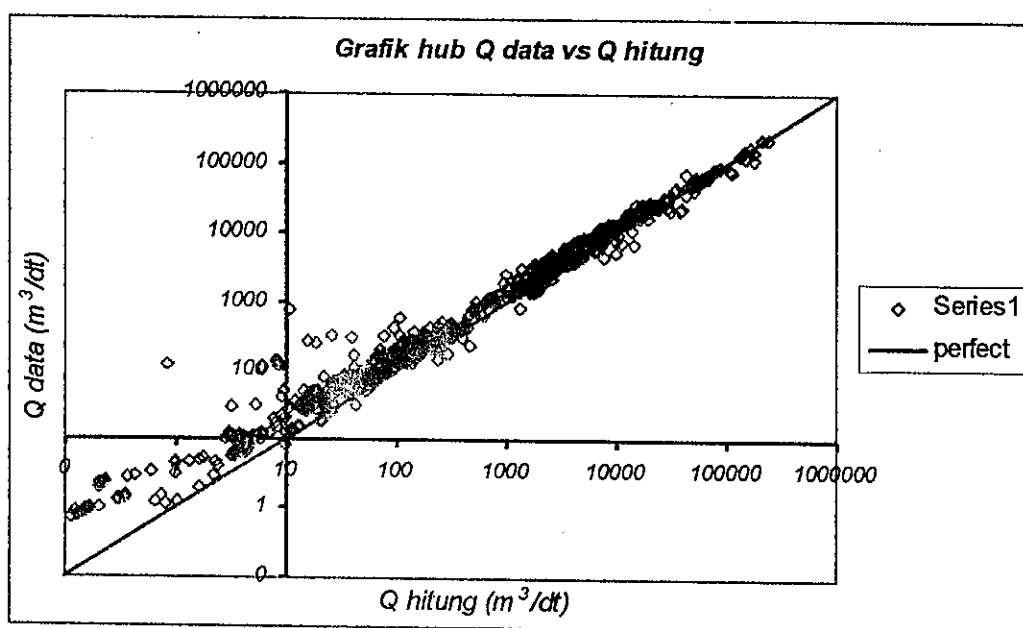
1. Dari Gambar 4.3. dapat dilihat bahwa :

- ⇒ Hasil debit hitungan hampir semua lebih kecil dari debit data yang ada di lapangan.

2. Dari Gambar 4.4. dapat dilihat bahwa :

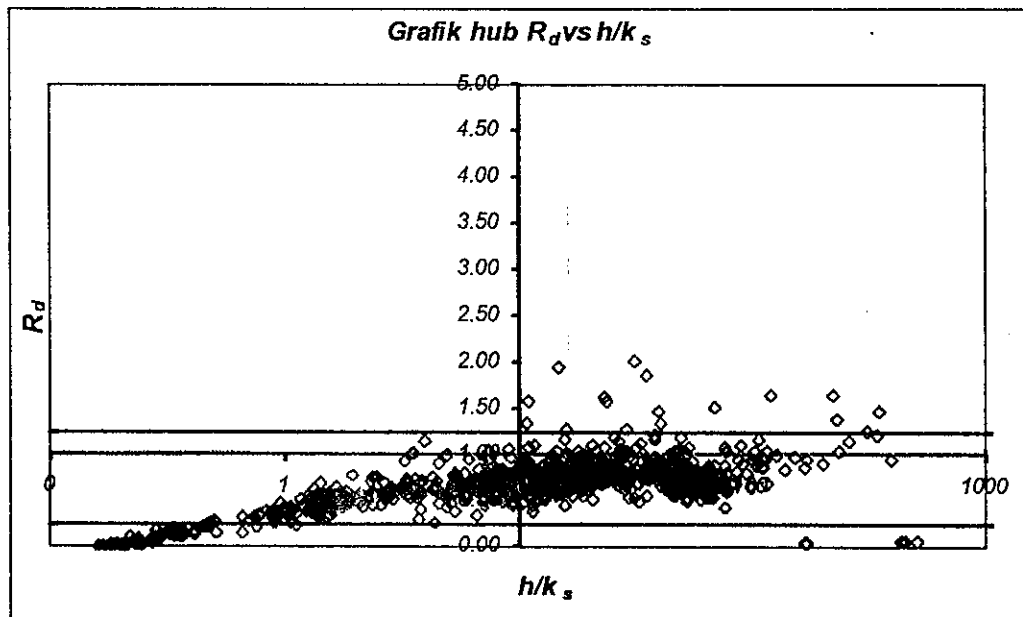
- ⇒ Nilai *mean of discrepancy ratio*  $R_{d\text{mean}} = 0,6741$
- ⇒ Nilai  $R_d$  berkisar antara 0,4 s/d 1 pada  $1 \leq h/k_s \leq 100$

Debit hasil perhitungan memakai nilai kekasaran dari Hick hampir semua lebih kecil dari debit data, hal ini disebabkan karena faktor perlawanan aliran yang dihasilkan nilai kekasaran  $k_s = 2d_{50}$  lebih besar daripada faktor perlawanan aliran yang ada di lapangan sehingga kecepatan aliran bergerak lebih lambat. Nilai kekasaran dari Hick ini kurang tepat apabila digunakan untuk menghitung debit aliran dari persamaan distribusi kecepatan logaritmik, hal ini ditandai dengan nilai *mean of discrepancy ratio* kurang mendekati satu yaitu  $R_{d\text{mean}} = 0,6741$ .



Gambar 4.3. Perbandingan debit hasil hitungan menggunakan nilai  $k_s$  dari Hick  $k_s = 2,0 d_{50}$  dengan debit data

Nilai *mean of discrepancy ratio*  $R_d$  digambarkan pada Gambar 4.4.



Gambar 4.4. Nilai *mean of discrepancy ratio*  $R_d$  dari hasil hitungan debit menggunakan nilai  $k_s$  dari Hick  $k_s = 2,0 d_{50}$

C. Perhitungan memakai nilai kekasaran dari Bray (1982)  $k_s = 6,8d_{50}$

1. Dari Gambar 4.5. dapat dilihat bahwa :

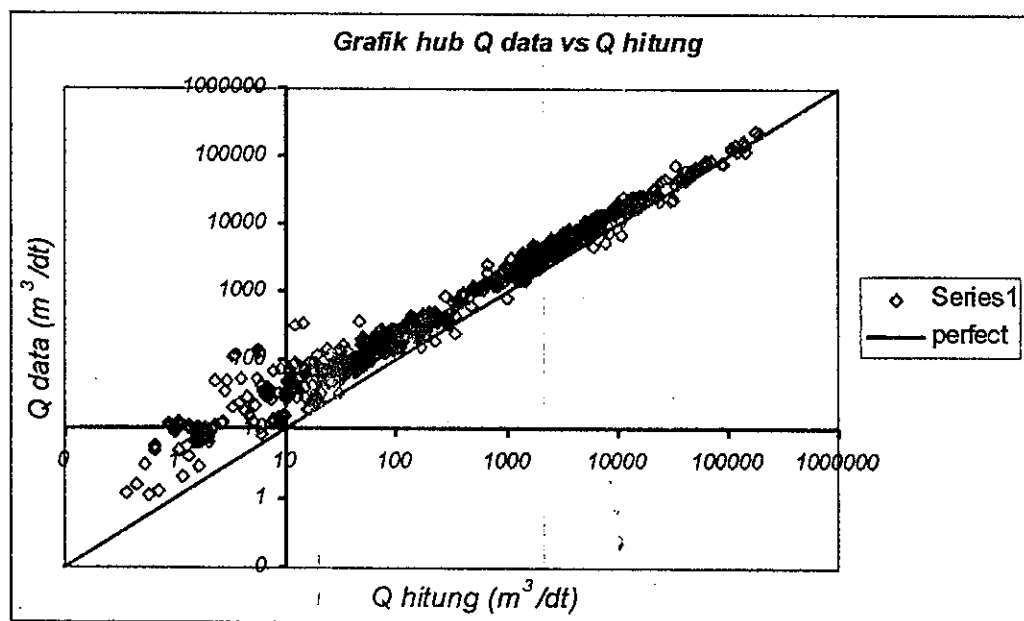
- ▢ Hasil debit hitungan hampir semua lebih kecil dari debit data yang ada di lapangan..

2. Dari Gambar 4.6. dapat dilihat bahwa :

- ▢ Nilai *mean of discrepancy ratio*  $R_{d\text{mean}} = 0,5871$
- ▢ Nilai  $R_d$  berkisar antara 0,1 s/d 0,75 pada  $1 \leq h/k_s \leq 100$

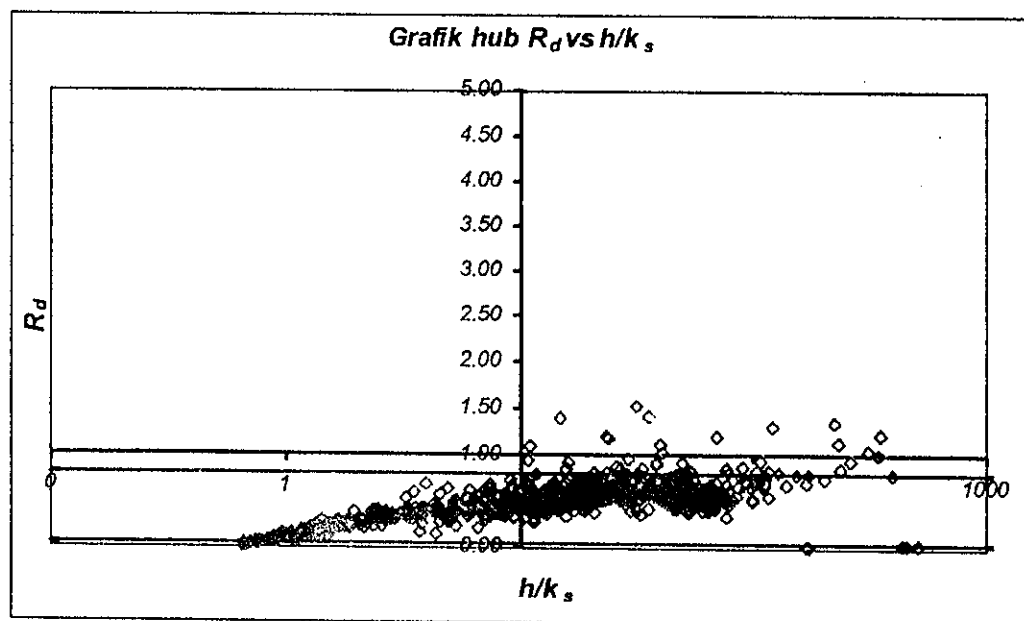
Debit hasil perhitungan memakai nilai kekasaran dari Bray hampir semua lebih kecil dari debit data bahkan lebih kecil dari hasil perhitungan memakai nilai kekasaran dari Hick, hal ini disebabkan karena faktor perlawanan aliran yang dihasilkan nilai kekasaran  $k_s = 6,8d_{50}$  lebih besar daripada faktor perlawanan aliran yang ada di lapangan sehingga kecepatan aliran bergerak lebih lambat. Nilai kekasaran dari Bray ini kurang tepat apabila digunakan untuk menghitung debit aliran dari persamaan distribusi kecepatan logaritmik, hal

ini ditandai dengan nilai *mean of discrepancy ratio* kurang mendekati satu yaitu  $R_{d \text{ mean}} = 0,5871$ .



Gambar 4.5. Perbandingan debit hasil hitungan menggunakan nilai  $k_s$  dari Bray  $k_s = 6,8d_{50}$  dengan debit data

Nilai *mean of discrepancy ratio*  $R_d$  digambarkan pada Gambar 4.6.



Gambar 4.6. Nilai *mean of discrepancy ratio*  $R_d$  dari hasil hitungan debit menggunakan nilai  $k_s$  dari Bray  $k_s = 6,8 d_{50}$



#### 4.1.2. Hasil Perhitungan Debit dari Persamaan Manning

Hasil perhitungan debit dari persamaan Manning yang menggunakan data beberapa sungai di dunia yang berjumlah 990 set data dan beberapa nilai  $n$  diantaranya : Strickler (1923); Julien (1995); *Garde dan Raju* (1978) dan *Subramanya* (1982) dijelaskan seperti berikut :

A. Perhitungan memakai nilai  $n$  dari Strickler (1923) yaitu  $n = 0,0151d_{50}^{1/6}$

1. Dari Gambar 4.7. dapat dilihat bahwa :

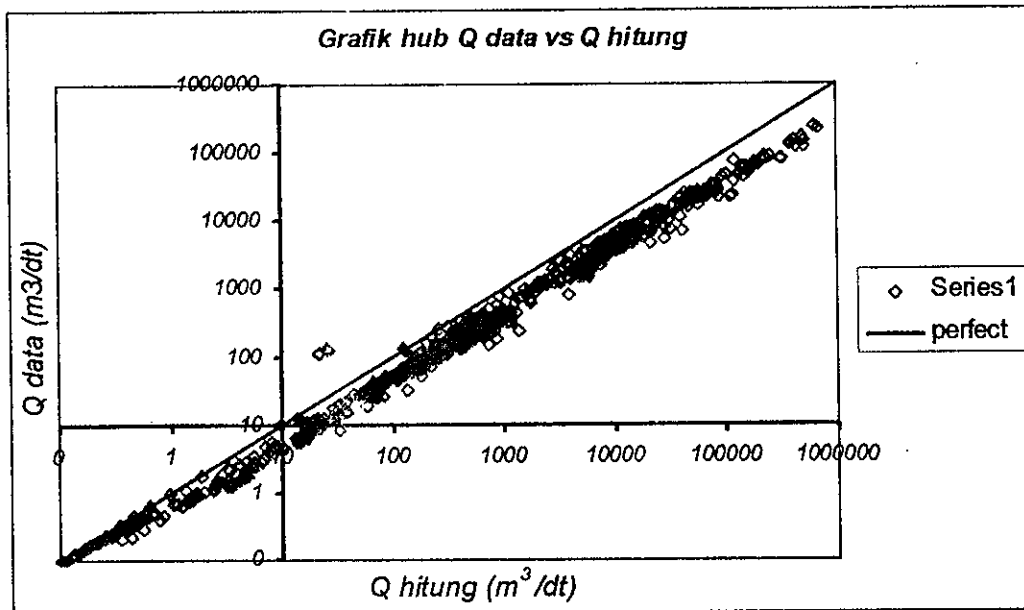
= Hasil debit hitungan hampir semua lebih besar dari debit data yang ada di lapangan..

2. Dari Gambar 4.8. dapat dilihat bahwa :

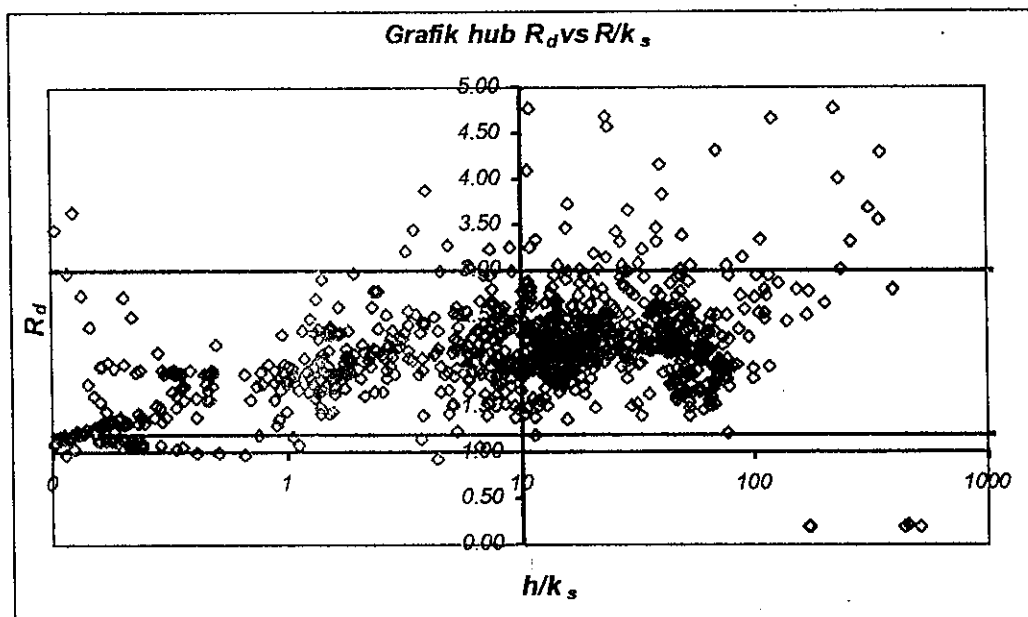
= Nilai *mean of discrepancy ratio*  $R_{d\text{mean}} = 2,1139$

=  $R_d$  berkisar antara 1,20 s/d 3,00

Debit hasil perhitungan memakai nilai  $n$  dari Strickler hampir semua lebih besar dari debit data, hal ini disebabkan karena faktor perlawanan aliran yang dihasilkan nilai  $n = 0,0151d_{50}^{1/6}$  lebih kecil daripada faktor perlawanan aliran yang ada di lapangan sehingga kecepatan aliran bergerak lebih cepat. Nilai  $n$  dari Strickler ini kurang tepat apabila digunakan untuk menghitung debit aliran dari persamaan Manning, hal ini ditandai dengan nilai *mean of discrepancy ratio* jauh lebih besar dari satu yaitu  $R_{d\text{mean}} = 2,1139$ .



Gambar 4.7. Perbandingan debit hasil hitungan menggunakan persamaan Manning dengan koefisien  $n$  dari Strickler,  $n=0,0151d_{50}^{1/6}$  dengan debit data



Gambar 4.8. Nilai mean of discrepancy ratio  $R_d$  dari hasil hitungan menggunakan persamaan Manning dengan koefisien  $n$  dari Strickler,  $n=0,0151d_{50}^{1/6}$

B. Perhitungan memakai nilai  $n$  dari Julien (1995) yaitu  $n = 0,062d_{50}^{1/6}$

1. Dari Gambar 4.9. dapat dilihat bahwa :

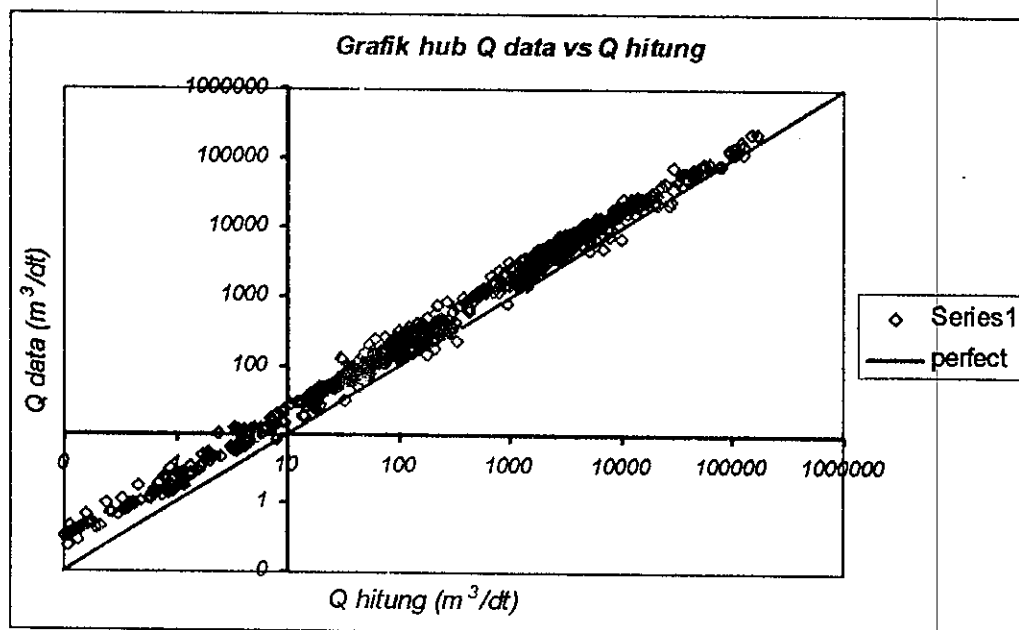
⇒ Hasil debit hitungan hampir semua lebih kecil dari debit data yang ada di lapangan..

2. Dari Gambar 4.10. dapat dilihat bahwa :

⇒ Nilai *mean of discrepancy ratio*  $R_{d\text{mean}} = 0,5172$

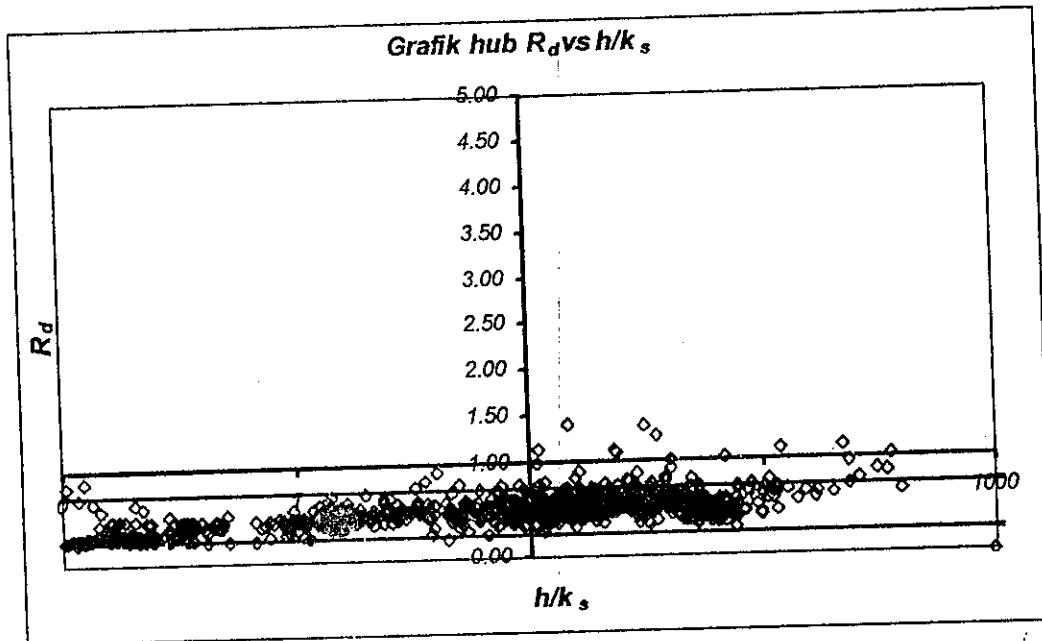
⇒  $R_d$  berkisar antara 0,25 s/d 0,75

Debit hasil perhitungan memakai nilai  $n$  dari Julien hampir semua lebih kecil dari debit data, hal ini disebabkan karena faktor perlawanan aliran yang dihasilkan nilai  $n = 0,062d_{50}^{1/6}$  lebih besar daripada faktor perlawanan aliran yang ada di lapangan sehingga kecepatan aliran bergerak lebih lambat. Nilai  $n$  dari Julien ini kurang tepat apabila digunakan untuk menghitung debit aliran dari persamaan Manning, hal ini ditandai dengan nilai *mean of discrepancy ratio* kurang mendekati satu yaitu  $R_{d\text{mean}} = 0,5172$ .



Gambar 4.9. Perbandingan debit hasil hitungan menggunakan persamaan Manning dengan koefisien  $n$  dari Julien,  $n = 0,062d_{50}^{1/6}$  dengan debit data

Nilai *mean of discrepancy ratio*  $R_d$  digambarkan pada Gambar 4.10.



Gambar 4.10. Nilai *mean of discrepancy ratio*  $R_d$  dari hasil hitungan menggunakan persamaan Manning dengan koefisien  $n$  dari Julien,  $n = 0,062d_{50}^{1/6}$

C. Perhitungan memakai nilai  $n$  dari Garde dan Raju (1978) yaitu  $n = 0,039d_{50}^{1/6}$

1. Dari Gambar 4.11. dapat dilihat bahwa :

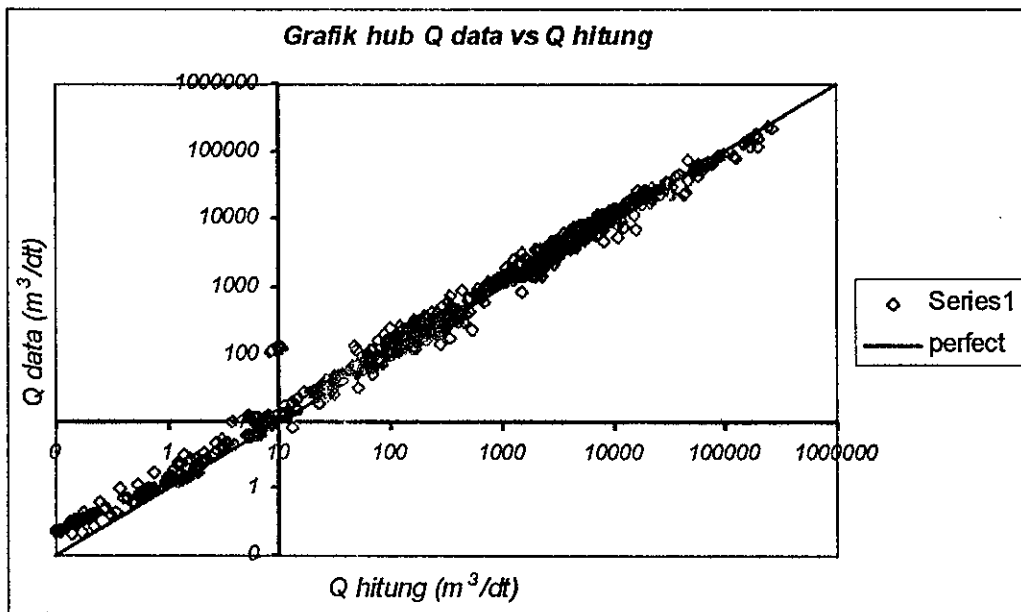
⇒ Hasil debit hitungan hampir semua mendekati debit data yang ada di lapangan.

2. Dari Gambar 4.12. dapat dilihat bahwa :

⇒ Nilai *mean of discrepancy ratio*  $R_{d\text{mean}} = 0,8185$

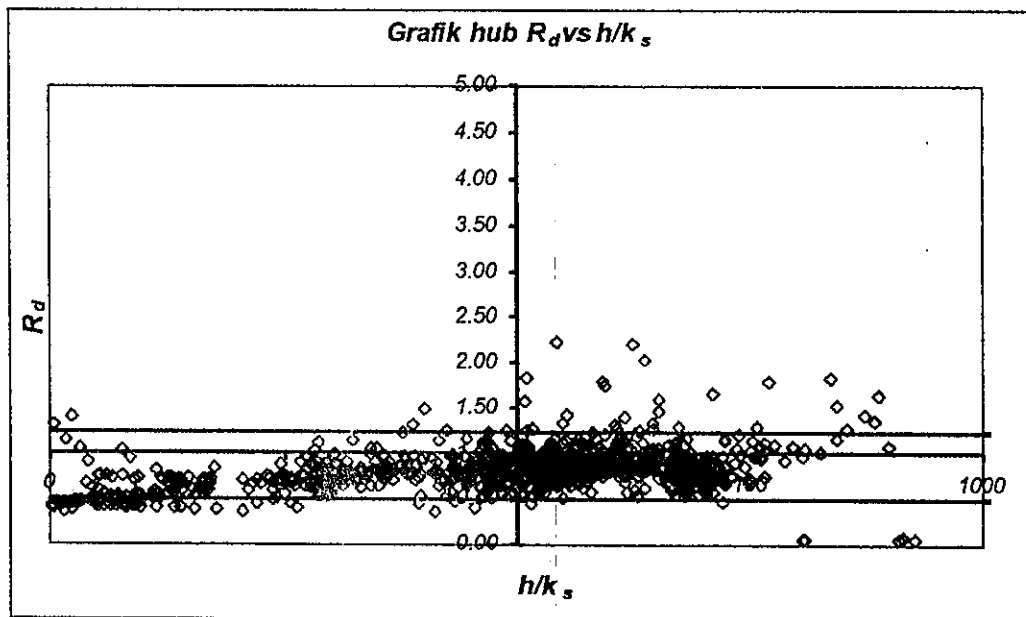
⇒ Nilai  $R_d$  berkisar antara 0,5 s/d 1,25

Debit hasil perhitungan memakai nilai  $n$  dari Garde dan Raju hampir semua mendekati debit data, sehingga nilai  $n$  dari Garde dan Raju cocok digunakan untuk menghitung debit aliran dari persamaan Manning, hal ini ditandai dengan nilai *mean of discrepancy ratio* yang mendekati satu yaitu  $R_{d\text{mean}} = 0,8185$ .



Gambar 4.11. Perbandingan debit hasil hitungan menggunakan persamaan Manning dengan koefisien  $n$  dari Garde dan Raju,  $n=0,039d_{50}^{1/6}$  dengan debit data

Nilai mean of discrepancy ratio  $R_d$  digambarkan pada Gambar 4.12.



Gambar 4.12 Nilai mean of discrepancy ratio  $R_d$  dari hasil hitungan menggunakan persamaan Manning dengan koefisien  $n$  dari Garde dan Raju,  $n=0,039d_{50}^{1/6}$

D. Perhitungan memakai nilai  $n$  dari Subramanya (1982),  $n = 0,047d_{50}^{1/6}$

1. Dari Gambar 4.13. dapat dilihat bahwa :

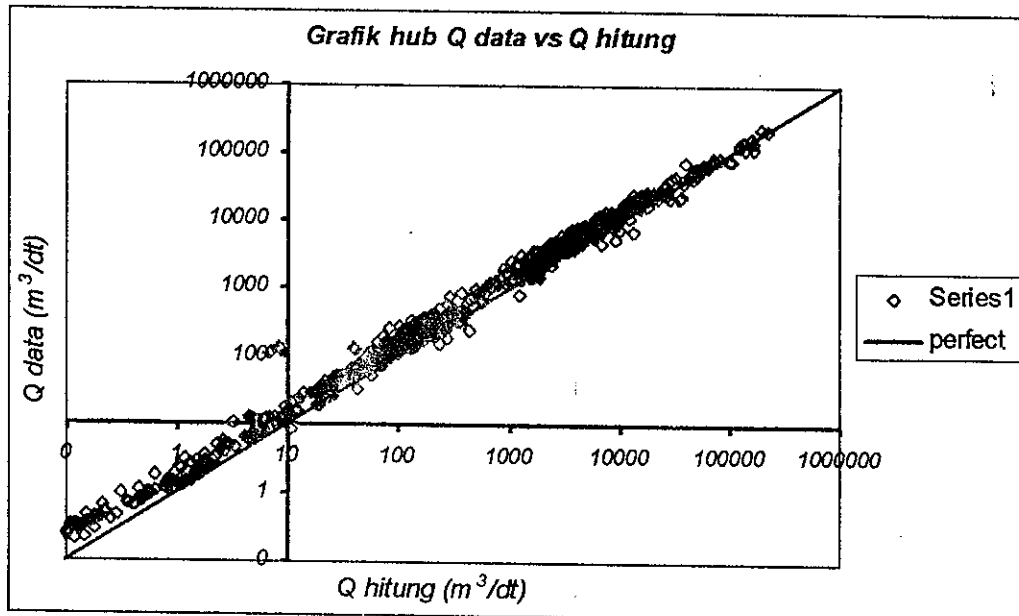
⇒ Hasil debit hitungan hampir semua lebih kecil dari debit data yang ada di lapangan.

2. Dari Gambar 4.14. dapat dilihat bahwa :

⇒ Nilai *mean of discrepancy ratio*  $R_{d\text{mean}} = 0,6791$

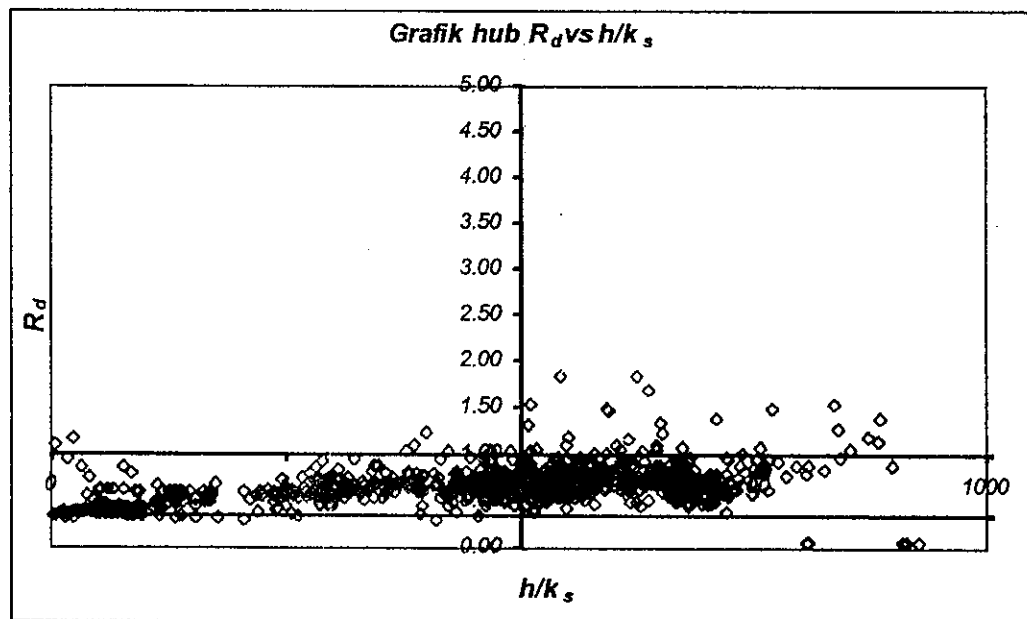
⇒ Nilai  $R_d$  berkisar antara 0,4 s/d 1,0

Debit hasil perhitungan memakai nilai  $n$  dari Subramanya hampir semua lebih kecil dari debit data, hal ini disebabkan karena faktor perlawanan aliran yang dihasilkan nilai  $n = 0,047d_{50}^{1/6}$  lebih besar daripada faktor perlawanan aliran yang ada di lapangan sehingga kecepatan aliran bergerak lebih lambat. Nilai  $n$  dari Subramanya ini kurang tepat apabila digunakan untuk menghitung debit aliran dari persamaan Manning, hal ini ditandai dengan nilai *mean of discrepancy ratio* kurang mendekati satu yaitu  $R_{d\text{mean}} = 0,6791$ .



Gambar 4.13 Perbandingan debit hasil hitungan menggunakan persamaan Manning dengan koefisien  $n$  dari Subramanya,  $n=0,047d_{50}^{1/6}$  dengan debit data

Nilai *mean of discrepancy ratio*  $R_d$  digambarkan pada Gambar 4.14.



Gambar 4.14. Nilai *mean of discrepancy ratio*  $R_d$  dari hasil hitungan menggunakan persamaan Manning dengan koefisien  $n$  dari Subramanya,  $n=0,047d_{50}^{1/6}$

## 4.2. Hasil Analisis Debit Aliran Dengan Pendekatan Statistik

### 4.2.1 Hasil Analisis Hubungan antar Parameter.

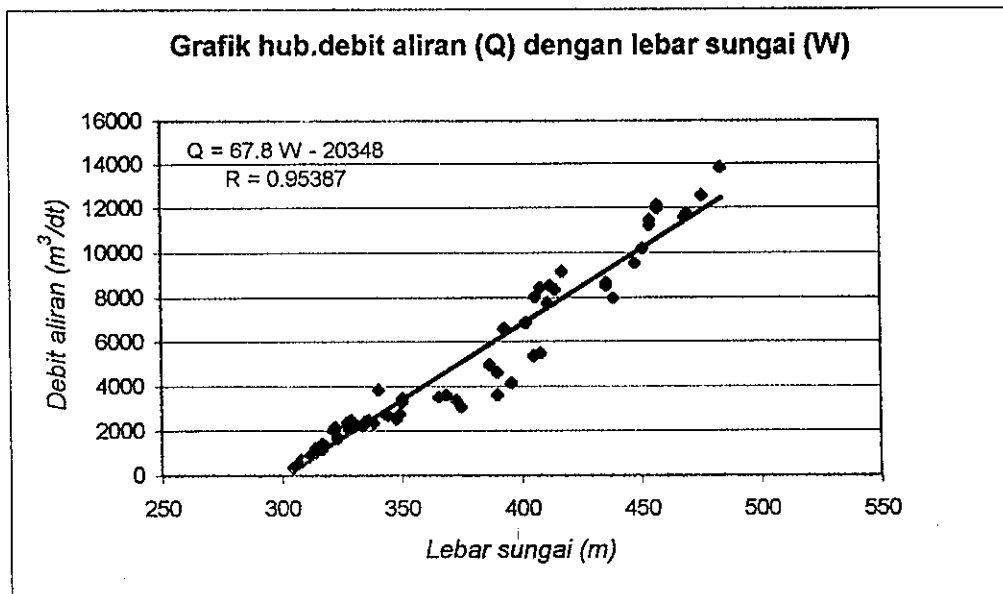
Hubungan antara parameter yang satu dengan parameter yang lain dinyatakan dengan koefisien korelasi, dimana ada tidaknya hubungan antar parameter dapat dianalisa dengan koefisien ini. Besarnya koefisien korelasi antara debit aliran ( $Q$ ), lebar sungai ( $W$ ), kedalaman aliran ( $h$ ), butiran material dasar sungai ( $d_{50}$ ) dan kemiringan dasar sungai ( $S_o$ ) ditunjukkan pada tabel 4.1.

*Tabel 4.1 Besarnya koefisien korelasi antar parameter.*

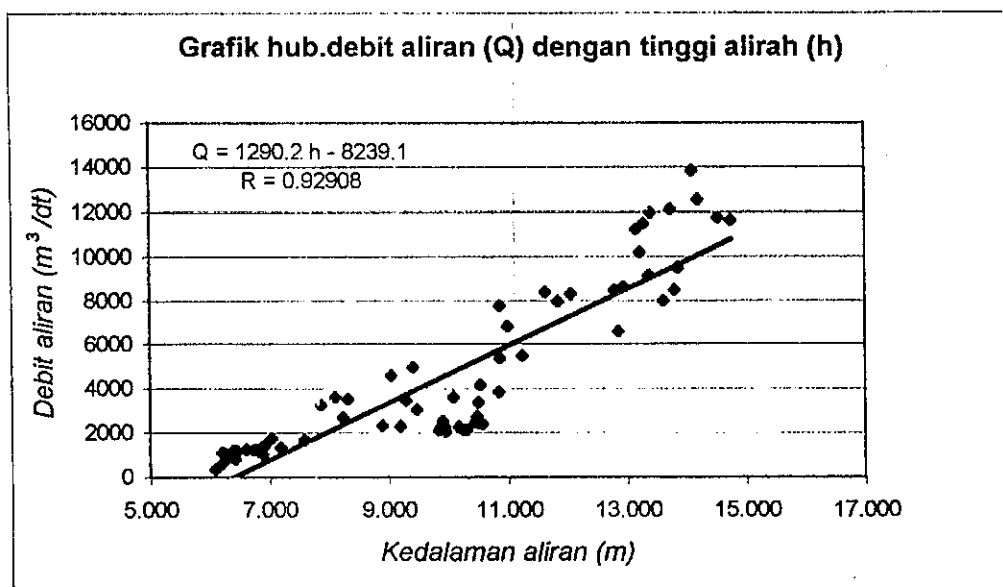
	Debit ( $Q$ )	Lebar sungai ( $W$ )	Kedalaman aliran ( $h$ )	Dia. material dasar ( $d_{50}$ )	Kemiringan dasar ( $S_o$ )
Debit ( $Q$ )	1				
Lebar sungai ( $W$ )	0,953871	1			
Kedalaman aliran ( $h$ )	0,92908	0,8642	1		
Dia. Material dasar( $d_{50}$ )	0,600	0,4723	0,732743	1	
Kemiringan dasar ( $S_o$ )	0,9558590	0,8795	0,909139	0,626387856	1

Sedangkan besarnya koefisien korelasi antara variabel  $Q$  dengan parameter  $W$ ,  $h$ ,  $d_{50}$  dan  $S_o$  dapat dilihat pada Gambar 4.15. sampai dengan Gambar 4.18.

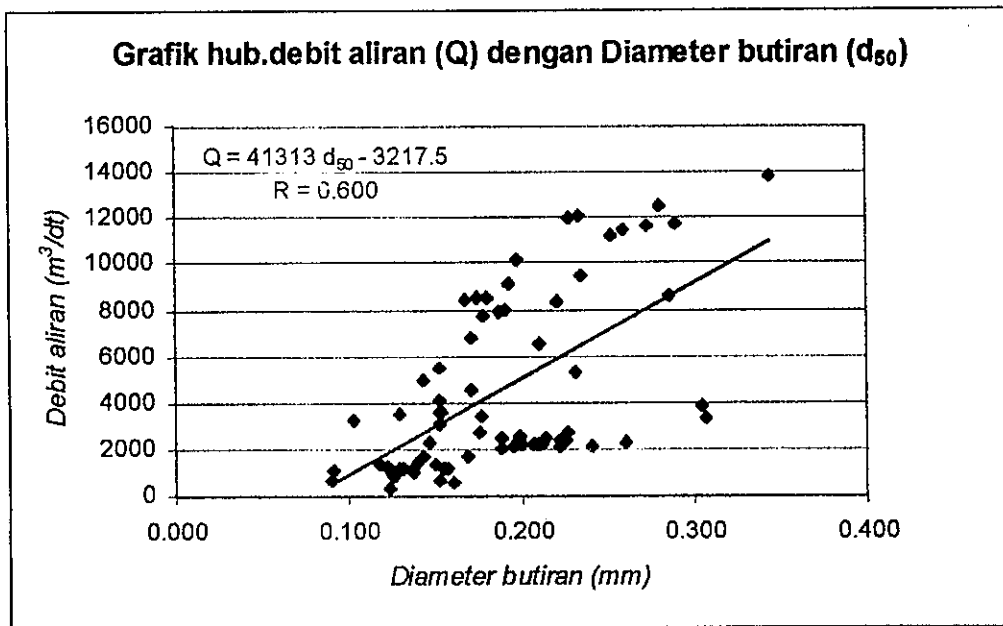




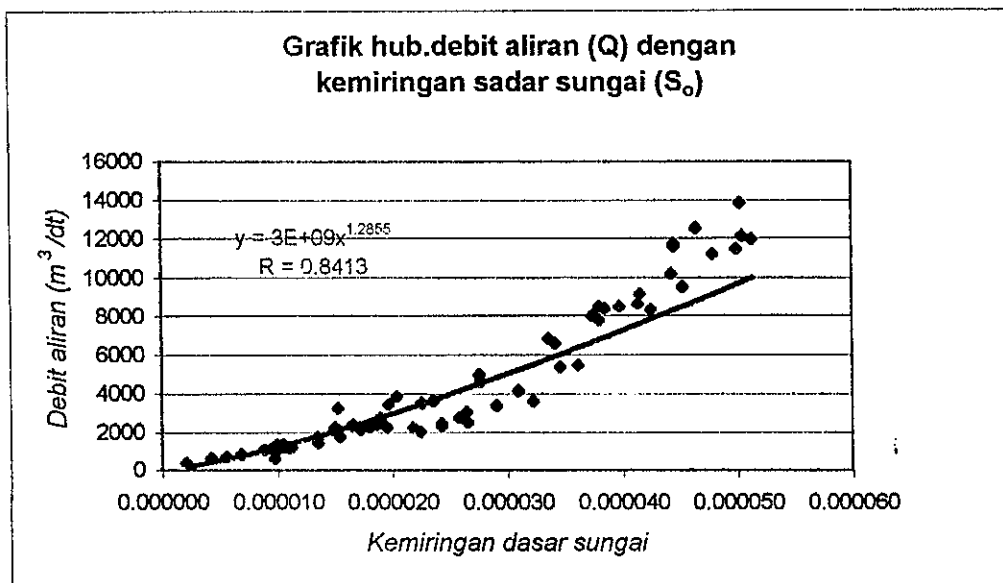
Gambar 4.15. Grafik hub. debit aliran dengan lebar sungai



Gambar 4.16. Grafik hub. debit aliran dengan kedalaman aliran



Gambar 4.17. Grafik hub. debit aliran dengan diameter material dasar



Gambar 4.18. Grafik hub. debit aliran dengan kemiringan dasar sungai

#### 4.2.2. Hasil Analisis Dengan Pendekatan Statistik

Dengan melihat nilai koefisien korelasi (tabel 4.1) maka besarnya nilai debit aliran  $Q$  dipengaruhi oleh parameter lebar sungai, kedalaman aliran, butiran material dasar sungai dan kemiringan dasar sungai. Pendekatan analisis ini dipakai formula :

$$Q = a W^b h^c d_{50}^d S_o^e$$

Dengan  $Q$  adalah debit aliran, lebar sungai  $W$ , kedalaman aliran  $h$ , diameter material dasar sungai  $d_{50}$ , kemiringan dasar sungai  $S_o$  dan konstanta  $a, b, c, d$  dan  $e$ .

Data lebar sungai, tinggi aliran, butiran material dasar sungai dan kemiringan dasar sungai (Lampiran A) digunakan untuk menghitung debit aliran yang menghasilkan debit hitungan. Hasil analisa debit hitungan dan debit data dengan pendekatan statistik akan mengoptimalkan koefisien  $a, b, c, d$  dan  $e$  sehingga debit hitungan mendekati debit data.

Untuk menghitung nilai *Discrepancy ratio* ( $R_d$ ), *Correlation coefficient* ( $C_d$ ) maka nilai konstanta  $a, b, c, d$  dan  $e$  harus ada, maka untuk analisis permulaan dipakai nilai konstanta 1. sehingga nilai  $Q = 1 W^1 h^1 d_{50}^1 S_o^1$  yang menghasilkan debit hitungan (*computed discharge*). Perhitungan nilai *Discrepancy ratio* ( $R_d$ ), *Correlation coefficient* ( $C_d$ ) adalah sebagai berikut :

$$R_d = \sum_{i=1}^n \frac{R_i}{N} \quad ; \quad R_i = \frac{X_i}{Y_i} \quad \begin{array}{l} R_i = 0,2366485 \\ N = 500 \end{array}$$

$$= \frac{0,2366485}{500}$$

$$= 0,0004733$$

$$C_c = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - X)(Y_i - Y)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (X_i - X)^2 \sum_{i=1}^n (Y_i - Y)^2}}$$

$$\sum_{i=1}^n (X_i - X)(Y_i - Y) = 1.443.625,65$$

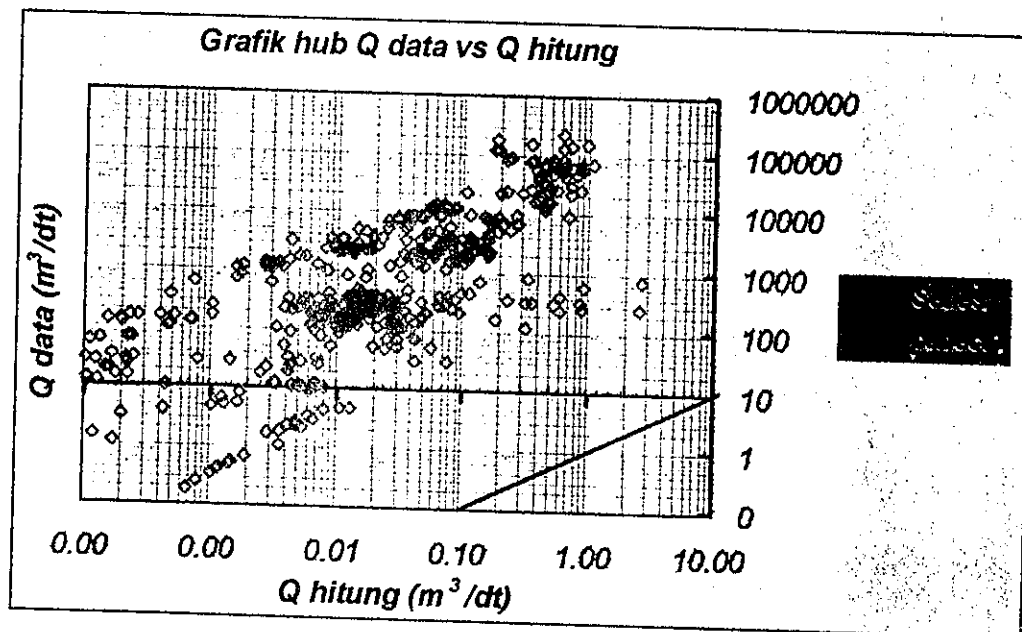
$$\sum_{i=1}^n (X_i - X)^2 = 20,05$$

$$\sum_{i=1}^n (Y_i - Y)^2 = 336.859.096,88$$

$$= \frac{1.443.625,65}{\sqrt{20,5 \times 336.859.096.542,88}}$$

$$= 0,16243981$$

Hubungan antara debit hitungan (*computed discharge*) dengan debit data (*measured discharge*) dengan konstanta 1 dapat dilihat pada Gambar 4.19.



Gambar 4.19. Hubungan antara debit hitungan dengan debit data (konstanta =1)

Dengan konstanta sama dengan satu menghasilkan nilai *Discrepancy ratio* ( $R_d$ ) dan *Correlation coefficient* ( $C_c$ ) belum mendekati satu, sehingga perlu dicari konstanta a, b, c, d dan e yang menghasilkan dua nilai tersebut mendekati satu. Untuk mencari nilai konstanta ini digunakan *Goalseek* dan *Solver* yang merupakan submenu dari *Tools Excel*.

Nilai konstanta a, b, c, d dan e yang didapat adalah sebagai berikut :

$$a = 2,1300 ; b = 0,9947 ; c = 1,4272 ; d = -0,1500 ; e = 0,3776$$

Sedang nilai *Discrepancy ratio* ( $R_d$ ) dan *Correlation coefficient* ( $C_c$ ) adalah :

$$R_d = \sum_{i=1}^n \frac{R_i}{N} \quad R_i = \frac{X_i}{Y_i} \quad R_i = 89,89$$

$$= \frac{89,89}{500}$$

$$= 0,2$$

$$C_c = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - X)(Y_i - Y)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (X_i - X)^2 \sum_{i=1}^n (Y_i - Y)^2}}$$

$$\sum_{i=1}^n (X_i - X)(Y_i - Y) = 45.748.831.315,76$$

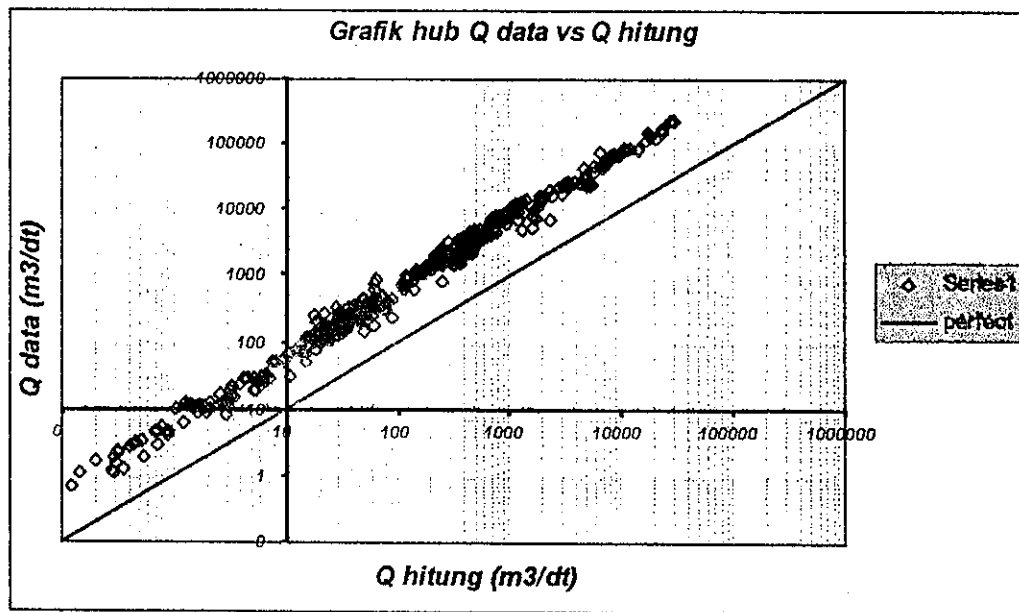
$$\sum_{i=1}^n (X_i - X)^2 = 6.326.355.082,43$$

$$\sum_{i=1}^n (Y_i - Y)^2 = 336.859.096,88$$

$$= \frac{45.748.831.315,76}{\sqrt{6.326.355.082,43 \times 336.859.096,88}}$$

$$= 0,99101193$$

Hubungan antara debit hitungan (*computed discharge*) dengan debit data (*measured discharge*) dengan konstanta  $a = 2,1300$  ;  $b = 0,9947$  ;  $c = 1,4272$  ;  $d = -0,1500$  ;  $e = 0,3776$  dapat dilihat pada Gambar 4.20.



Gambar 4.20. Hubungan antara debit hitungan dengan debit data dengan konstanta  $a = 2,1300$  ;  $b = 0,9947$  ;  $c = 1,4272$  ;  $d = -0,1500$  ;  $e = 0,3776$

Dengan nilai-nilai konstanta di atas nilai *Correlation coefficient* ( $C_d$ ) sama dengan 0,99 sehingga mendekati satu, sedangkan nilai *Discrepancy ratio* ( $R_d$ ) sama dengan 0,2. Nilai ini belum mendekati satu, sehingga perlu dicari nilai konstanta  $a$  yang menghasilkan nilai *Discrepancy ratio* mendekati satu. Dengan *Goalseek* nilai konstanta  $a$  dapat ditentukan sehingga menghasilkan nilai  $R_d$  mendekati satu.

Sekarang nilai masing-masing konstanta adalah sebagai berikut :

$$a = 13,1633 ; b = 0,9947 ; c = 1,4272 ; d = -0,1500 ; e = 0,3776$$

Sedang nilai *Discrepancy ratio* ( $R_d$ ) dan *Correlation coefficient* ( $C_c$ ) adalah :

$$R_d = \sum_{i=1}^n \frac{R_i}{N} \quad R_i = \frac{X_i}{Y_i} \quad R_i = 518,45$$

$$N = 500$$

$$= \frac{518,45}{500}$$

$$= 1,03$$

$$C_c = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 \sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2}}$$

$$\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y}) = 282.725.221.211,25$$

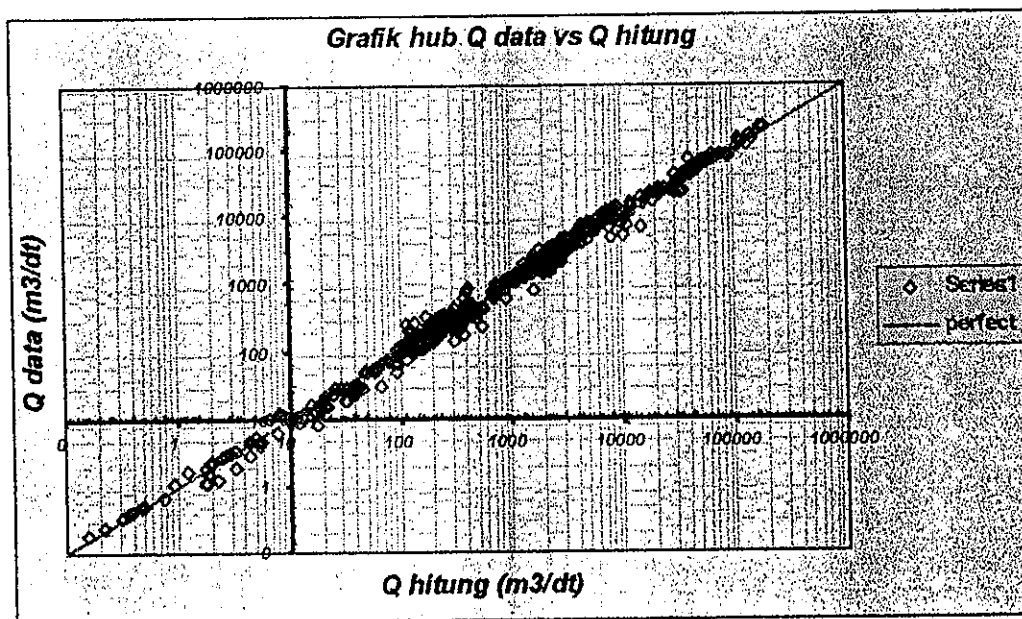
$$\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 = 241.614.314.616,00$$

$$\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2 = 336.859.096,88$$

$$= \frac{282.725.221.211,25}{\sqrt{241.614.314.616,00 \times 336.659.096.542,88}}$$

$$= 0,99101193$$

Hubungan antara debit hitungan (*computed discharge*) dengan debit data (*measured discharge*) dengan konstanta  $a = 13,1633$  ;  $b = 0,9947$  ;  $c = 1,4272$  ;  $d = -0,1500$  ;  $e = 0,3776$  dapat dilihat pada gambar 4.21



Gambar 4.21. Hubungan antara debit hitungan dengan debit data dengan konstanta  $a = 13,1633$  ;  $b = 0,9947$  ;  $c = 1,4272$  ;  $d = -0,1500$  ;  $e = 0,3776$

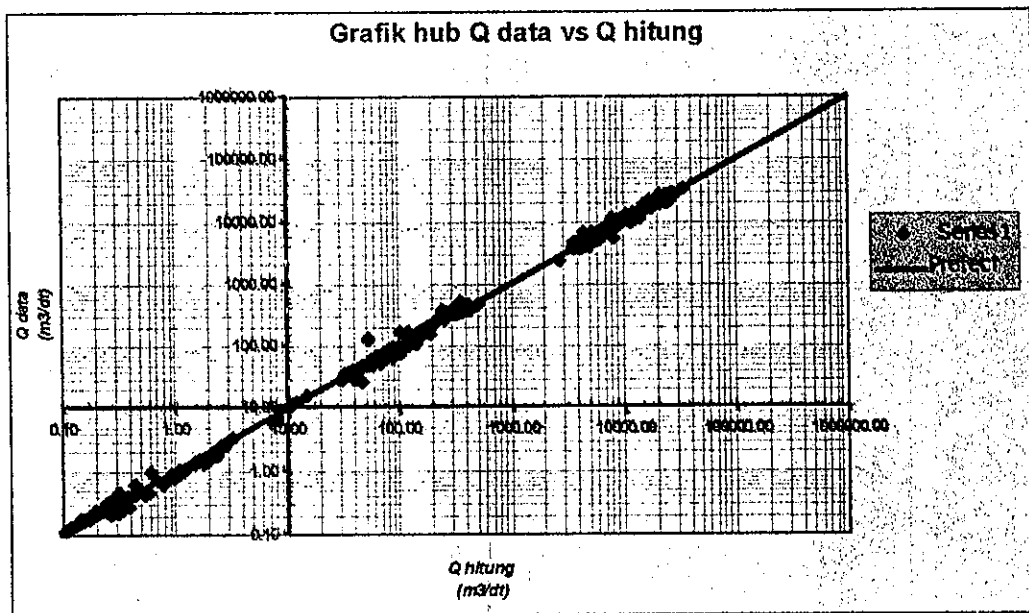
Dengan nilai-nilai konstanta di atas nilai *Correlation coefficient* ( $C_d$ ) sama dengan 0,99 (mendekati satu) dan nilai *Discrepancy ratio* ( $R_d$ ) sama dengan 1.03 (mendekati satu), sehingga formula pendekatan  $Q = 13,1633 W^{0,9947} h^{1,4272} d_{50}^{-0,1500} S_o^{0,3776}$  memenuhi kriteria.

#### 4.2.3. Validasi

Untuk membuktikan keandalan suatu formula, maka perlu dilakukan validasi yaitu membandingkan hasil perhitungan dari formula yang telah ditemukan. Dalam penelitian ini dilakukan validasi terhadap data grup II berjumlah 490 set data sungai di dunia dan 65 set data sungai di Jawa Tengah .

Hasil perhitungan debit aliran data grup II berjumlah 490 set data untuk sungai di dunia menggunakan formula penelitian digambarkan pada Gambar 4.22.





Gambar 4.22. Perhitungan debit aliran menggunakan data grup II data berjumlah 490 set data sungai di dunia

Sedangkan perhitungan nilai *Correlation coefficient* ( $C_d$ ) dan nilai *Discrepancy ratio* ( $R_d$ ) adalah sebagai berikut :

$$R_d = \sum_{i=1}^n \frac{R_i}{N} \quad ; \quad R_i = \frac{X_i}{Y_i} \quad \begin{array}{l} R_i = 498 \\ N = 490 \end{array}$$

$$= \frac{498}{490}$$

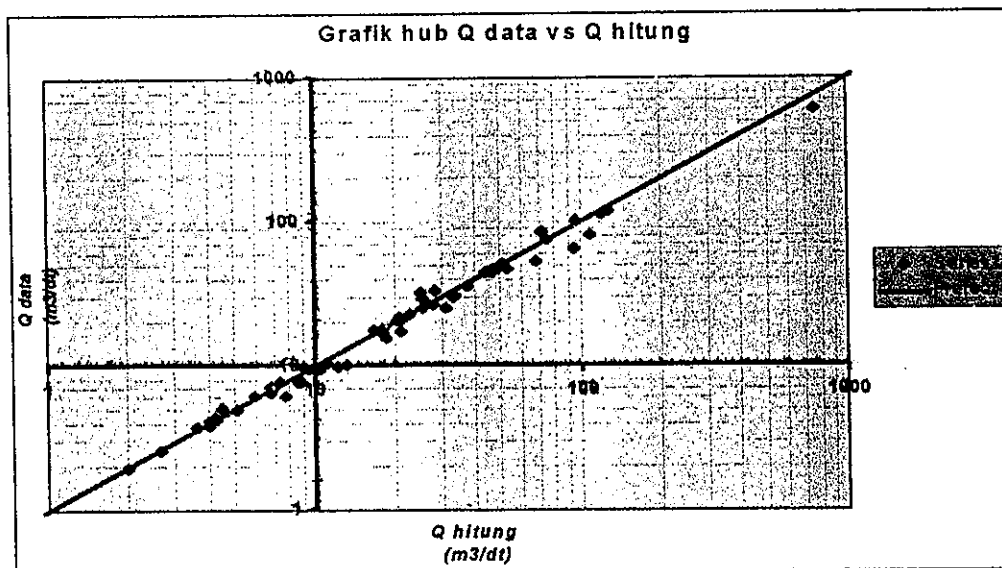
$$= 1,015$$

$$C_c = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - X)(Y_i - Y)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (X_i - X)^2 \sum_{i=1}^n (Y_i - Y)^2}}$$

$$\sum_{i=1}^n (X_i - X)(Y_i - Y) = 21.767.594.596,77$$

$$\begin{aligned}
 \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 &= 21.581.433.048,86 \\
 \sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2 &= 22.225.532.873,74 \\
 &= \frac{21.767.594.596,77}{\sqrt{21.581.433.048,86 \times 22.225.532.873,74}} \\
 &= 0,9939
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan debit aliran data grup II berjumlah 65 set data sungai di Jawa Tengah menggunakan formula penelitian digambarkan pada Gambar 4.23.



Gambar 4.23. Perhitungan debit aliran menggunakan data grup II data berjumlah 65 set data sungai di Jawa Tengah

Sedangkan perhitungan nilai *Correlation coefficient* ( $C_d$ ) dan nilai *Discrepancy ratio* ( $R_d$ ) adalah sebagai berikut :

Nilai *Discrepancy ratio* ( $R_d$ ) dan *Correlation coefficient* ( $C_d$ ) adalah :

$$R_d = \sum_{i=1}^n \frac{R_i}{N} \quad ; \quad R_i = \frac{X_i}{Y_i} \quad Ri = 67,432$$

$$N = 65$$

$$= \frac{67,432}{65}$$

$$= 1,0374$$

$$C_c = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - X)(Y_i - Y)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (X_i - X)^2 \sum_{i=1}^n (Y_i - Y)^2}}$$

$$\sum_{i=1}^n (X_i - X)(Y_i - Y) = 461.022,25$$

$$\sum_{i=1}^n (X_i - X)^2 = 573.616,39$$

$$\sum_{i=1}^n (Y_i - Y)^2 = 373.055,39$$

$$= \frac{461.022,25}{\sqrt{573.616,88 \times 373.055,39}}$$

$$= 0,9966$$

## BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

### 5.1. Kesimpulan

1. Hasil perhitungan debit aliran dari persamaan distribusi kecepatan logaritmik dengan mengambil beberapa nilai  $k_s$  (Strickler (1923) menetapkan nilai  $k_s = 0,387d_{50}$ , Hick (1990) menetapkan nilai  $k_s = 2d_{50}$  dan Bray (1982) menetapkan nilai  $k_s = 6,8d_{50}$ ) yang menggunakan data beberapa sungai di dunia yang berjumlah 990 set data dapat disimpulkan bahwa :

Perhitungan debit aliran dari persamaan distribusi kecepatan logaritmik yang paling cocok (mendekati data di lapangan) bila menggunakan nilai  $k_s$  dari Strickler yaitu  $k_s = 0,387d_{50}$ . Hal ini ditandai dengan nilai *mean of discrepancy ratio* mendekati satu yaitu  $R_{d\text{mean}} = 0,8942$ .

2. Hasil perhitungan debit aliran dari persamaan Manning dengan mengambil beberapa nilai  $n$  (Strickler (1923) menetapkan nilai  $n = 0,0151d_{50}^{1/6}$ , Julien (1995) menetapkan nilai  $n = 0,0681d_{50}^{1/6}$ , Garde dan Raju (1978) menetapkan nilai  $n = 0,039d_{50}^{1/6}$  dan Subramanya (1982) menetapkan nilai  $n = 0,047d_{50}^{1/6}$ ) yang menggunakan data beberapa sungai di dunia yang berjumlah 990 set data dapat disimpulkan bahwa :

Perhitungan debit aliran dari Rumus Manning yang paling cocok (mendekati data di lapangan) bila menggunakan nilai  $n$  dari Garde dan Raju yaitu  $n = 0,039d_{50}^{1/6}$ . Hal ini ditandai dengan nilai *mean of discrepancy ratio* mendekati satu yaitu  $R_{d\text{mean}} = 0,8185$ .

3. Dari analisis debit aliran dengan pendekatan statistik dapat disimpulkan bahwa :

Setelah diadakan analisa data yang meliputi data debit aliran ( $Q$ ), lebar sungai ( $W$ ), kedalaman aliran ( $h$ ), diameter material dasar ( $d_{50}$ ) dan kemiringan dasar sungai ( $S_o$ ) maka dapat disimpulkan bahwa perubahan debit aliran dipengaruhi oleh perubahan lebar sungai, tinggi aliran, diameter material dasar dan kemiringan dasar sungai.

Adapun formula debit aliran suatu sungai dari analisa ini adalah :

$$Q = 13,1633 W^{0,9947} h^{1,4272} d_{50}^{-0,15} S_o^{0,3776}$$

dimana :

$W$  = lebar bagian atas sungai (m)

$h$  = kedalaman aliran (m)

$d_{50}$  = diameter butiran tanah dasar sungai

$S_o$  = kemiringan dasar sungai

4. Hasil validasi menggunakan data grup II berjumlah 490 set data sungai di dunia dan 65 set data sungai di Jawa Tengah dapat disimpulkan bahwa Analisis debit aliran dengan pendekatan statistik di atas menghasilkan perhitungan debit aliran yang mendekati data di lapangan, hal ini ditunjukkan dengan nilai *Correlation coefficient* ( $C_c$ ) dan nilai *Discrepancy ratio* ( $R_d$ ) mendekati satu yaitu  $C_c = 0,9939$  &  $R_{d \text{ mean}} = 1,015$  untuk data grup II berjumlah 490 set data sungai di dunia dan  $C_c = 0,9966$  &  $R_d = 1,037$  untuk data grup II berjumlah 65 set data sungai di Jawa Tengah.

## 5.2. Saran

Untuk menghitung debit aliran pada sungai alluvial apabila diketahui lebar sungai ( $W$ ), kedalaman aliran ( $h$ ), diameter butiran material dasar sungai ( $d_{50}$ ) dan kemiringan dasar sungai ( $S_o$ ) maka dapat dipakai beberapa formula debit aliran :

1. Formula debit aliran dari Persamaan Distribusi Kecepatan Logaritmik dengan mengambil nilai  $k_s$  dari Strickler yaitu  $k_s = 0,387d_{50}$ .
2. Formula debit aliran dari Persamaan Manning dengan menggunakan nilai  $n$  dari *Garde*

dan *Raju* yaitu  $n = 0,039 d_{50}^{1/6}$

3. Formula dari hasil analisis debit aliran yaitu :

$$Q = 13,1633 W^{0,9947} h^{1,4272} d_{50}^{-0,15} S_o^{0,3776}$$

Ketiga formula debit aliran dapat dipakai pada kondisi sungai sebagai berikut :

1. Pada sungai dalam keadaan normal (tidak terjadi banjir)
2. Aliran dianggap sebagai aliran tunak berjenis seragam (steady uniform flow)
3. Parameter pada sungai mempunyai hal-hal sebagai berikut :
  - ⇒ Lebar sungai ( $W$ ) antara 0,35 meter sampai dengan 1,308 meter
  - ⇒ Kedalaman aliran rata-rata ( $h$ ) antara 0,02 meter sampai dengan 21,8 meter
  - ⇒ Diameter material dasar ( $d_{50}$ ) antara 0,01 milimeter sampai dengan 27 milimeter
  - ⇒ Kemiringan dasar sungai ( $S_o$ ) antara 0,00003 sampai dengan 0,0126

## DAFTAR PUSTAKA

- Chow, Ven Te, 1959. **Open Channel Hydraulics**. McGraw Hill
- Einsten, H.A., 1950. **The Bed-load Function for Sediment Transport in Open Channel Flow**.  
SCS Technical Bulletin, No. 1026 US. Depart. Of Agriculture, Washington, D.C.
- Featherstone, R.E.and Nalluri, C., 1988. **Civil Engineering Hydraulics**. BSP Profesional Books,  
London, ix+373p
- Featherstone, R.E.& Nalluri, C., 1992. **Civil Engineering Hydraulics.Essential Theory With  
Worked Examples**. 2 nd ed. BSP Profesional Books.
- French, R.,H., 1987. **Open Channel Hydraulics**. McGraw Hill Book Company, New York
- Garde, R.j. and Rangaraju, K.G., 1966. **Resistance Relationships for Alluvial Channel Flow**.  
J.Hyd.Div., Vol. 92, No. HY4p. 77-100
- Henderson, F.M., 1966. **Open Channel Flow**. Macmillan Publishing Co. Inc. New York.
- Hey, R.D., Barhurst, J.C., and Thorne C.R. (eds), 1982. **Flow Resintance in Gravel-Bed  
Rivers**.John wiley & sons, Ltd
- Hicks, Faye, 1990. **Open Channel Flow**. Civil Eng. Dept. Faculty of Engineering, University of  
Alberta, Edmonton, Canada
- J. Boussinesq, 1877. **Analysis Concerning the Theory of Flowing Water**. Memotres Academie  
des Science, vol.23
- Keith, Richard, 1982. **Form and Process in Alluvial Channel**. Methuen & Co, New York
- Keulegan, G.H., 1938. **Laws of Turbulent Flows in Open Channels**. J., National Bureau of  
Standars, Vol. 21. Research Paper 1151, Desember, pp.707-741
- Kodoatie, Robert J., 1999. **Sediment Transport Relations in Alluvial Channels**, Ph.D.  
**Dissertation**. Colorado State University, Fort Collins, Colorado. USA.

Kodoatie, Robert J., 2002. **Aliran Pada Saluran Terbuka dan Pipa**. Andi Offset, Yogyakarta.

Lal, Jagdish, DR., 1975. **Hydraulics and Fluid Mechanics**. Metropolitan Book Co. Private Ltd.  
1, Netaji Subhas Road, Delhi, India

Prandtl L., 1935. **The Mechanics of Viscous Fluids**. Vol. 3, pp 142. Springer, Berlin, Jerman.

Rajaratnam, N., 1989. **Engineering Fluid Mechanics**. Civil Eng. Dept. Faculty of Engineering,  
University of Alberta, Edmonton, Canada.

Ranga, Raju K.G., 1981. **Flow Through Open Channels**. McGraw-Hill Publishing Company  
Limited.

Richards, Keith, 1988. **Rivers, From Process in Alluvial Channel**. Methuen & Co. Ltd, London.

Shen, Hsieh Wen, 1977. **Modelling Of River**. John Wiley & Sons, Inc., Canada.

Von-Karman, Th., 1930. **Mechanical Similarity and Turbulence**. Nachr. Ges. Wiss.  
Goettingen, Math. Physik Kl., 58.